

**T.C.
PAMUKKALE ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI**

**ŞEV STABİLİTESİ VE ŞEVLERİN GÜVENLİ HALE
GETİRİLMESİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

FATİH SULTAN MUHAMMED CEVHER

DENİZLİ, TEMMUZ - 2021

**T.C.
PAMUKKALE ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI**



**ŞEV STABİLİTESİ VE ŞEVLERİN GÜVENLİ HALE
GETİRİLMESİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

FATİH SULTAN MUHAMMED CEVHER

DENİZLİ, TEMMUZ - 2021

Bu tezin tasarımı, hazırlanması, yürütülmesi, araştırmalarının yapılması ve bulgularının analizlerinde bilimsel etiğe ve akademik kurallara özenle riayet edildiğini; bu çalışmanın doğrudan birincil ürünü olmayan bulguların, verilerin ve materyallerin bilimsel etiğe uygun olarak kaynak gösterildiğini ve alıntı yapılan çalışmalara atfedildiğine beyan ederim.

FATİH SULTAN MUHAMMED CEVHER

ÖZET

**ŞEV STABİLİTESİ VE ŞEVLERİN GÜVENLİ HALE GETİRİLMESİ
YÜKSEK LİSANS TEZİ
FATİH SULTAN MUHAMMED CEVHER
PAMUKKALE ÜNİVERSİTESİ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANA BİLİM DALI
(TEZ DANIŞMANI: DOÇ. DR. DEVRİM ALKAYA)**

DENİZLİ, TEMMUZ - 2021

Geçmiş çağlarda yaşayan insanlar, düşmandan ve doğadan korunmak için yamaçlarda yerleşim yerleri kurduğu gibi, günümüzde yaşayan insanlarda hızla büyüyen kentlerde uygun alan bulunması zorluğundan kaynaklı yamaçlarda yerleşim yerleri kurabilmektedir. Ayrıca ulaşım ihtiyaçlarının artmasıyla birlikte daha konforlu ve güvenli yolculuk için ulaşım hattının belirli kısımlarında dolgu ve yarma şevleri oluşturulabilmektedir. Oluşturulan bu eğimli yüzeyler (şev), yer çekimi etkisiyle aşağıya doğru hareket potansiyeline sahiptir. Şev hareketleri dünya üzerinde önemli derecede can ve mal kaybına neden olmaktadır. Genellikle kırsal bölgelerde tarımsal hasara, kentleşmenin olduğu bölgelerde ise can kaybı ile birlikte yapısal hasarlara neden olabilmektedir. Bu açıdan şev problemleri geoteknik mühendisliğinin önemli çalışma alanıdır. Şev stabilitesinde amaç en uygun çözüm yöntemiyle şevlerin göçme ve bozulma olmadan şeklini koruyabilmesidir.

Bu tez kapsamında; şev hareketi çeşitleri ile birlikte, günümüze kadar meydana gelen şev kaymaları ve heyelanlar üzerinde yapılan araştırmalar sonucunda geliştirilen hesap yöntemleri ve buna paralel tasarım modellerinden bahsedilmiştir. Ardından Geo5 ve PLAXIS paket programları kullanılarak bir vakanın şev stabilitesi incelenmiş ve duraysız şev fore kazık kullanılarak duraylılığı sağlanmıştır. Ayrıca PLAXIS analiz sonuçlarından alınan verilere göre kazık donatı hesabı yapılarak şev stabilitesini sağlayacak çözüm ayrıntılarıyla ortaya konulmuştur.

ANAHTAR KELİMELER: Fore kazık, Plaxis, Sonlu elemanlar yöntemi, Şev duraylılığı, Şev iyileştirme yöntemleri, Şev stabilitesi

ABSTRACT

SLOPE STABILITY AND IMPROVEMENT OF SLOPE SAFETY

MSC THESIS

FATİH SULTAN MUHAMMED CEVHER

PAMUKKALE UNIVERSITY INSTITUTE OF SCIENCE

CIVIL ENGINEERING

(SUPERVISOR: ASSOC. PROF. DR. DEVRİM ALKAYA)

DENİZLİ, JULY 2021

Similar to the people in the old ages who built settlements on slopes in order to protect themselves from enemies and natural phenomena, people nowadays also tend to build settlements on slopes when they are faced with difficulties in finding appropriate areas in constantly growing cities. Moreover, as their need for transportation increases, they can build caulking and slitting slopes along transportation lines to ensure safer and more comfortable travelling. These sloping surfaces have the potential to move downwards due to the gravitational attraction. Slope movements cause considerable loss of life and property around the world. They can cause agricultural damage in rural areas and structural damage along with loss of life in urban areas. In this regard, problems related to slopes are important fields of study for geotechnical engineering. The purpose of slope stability is to preserve the shape of a slope without any sinkage or deterioration with the most appropriate solutions.

This thesis mentions the calculation methods developed based on the research conducted on slope failures and landslides and related design models along with the types of slope movements. Subsequently, the slope stability of an incidence is analyzed with Geo5 and PLAXIS packages and the unstable slope is stabilized with bored piles. Moreover, the details to ensure the slope stability are presented by doing pile reinforcement calculations according to the data obtained from the PLAXIS analyses.

KEYWORDS: Bored pile, Plaxis, Finite element method, Improvement of slope stability, Slope stability improvement methods, Slope stability

İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖZET	i
ABSTRACT	ii
İÇİNDEKİLER	iii
ŞEKİL LİSTESİ	vii
TABLO LİSTESİ	xi
SEMBOL LİSTESİ	xii
KISALTMALAR	xv
ÖNSÖZ	xvi
1. GİRİŞ	1
2. ŞEV STABİLİTESİ VE YAŞANMIŞ ŞEV KAYMALARI	5
2.1 Yaşanmış Şev Kaymaları	5
2.2 Şev Stabilitesi Terminolojisi	12
2.3 Şev Duraylılığına Etki Eden Faktörler	14
2.3.1 Kayma gerilmesinin artmasına neden olan faktörler	15
2.3.2 Kayma mukavemetinin azalmasına neden olan faktörler	15
2.4 Şev Hareketlerinin Sınıflandırılması	16
2.4.1 Düşme	18
2.4.2 Devrilme	21
2.4.3 Kayma	23
2.4.4 Yayılma	27
2.4.5 Akma	28
2.4.6 Karmaşık hareketler	30
3. ŞEV STABİLİTESİ ANALİZLERİ	32
3.1 Tarihte Şev Duraylılığının İncelenmesi	32
3.2 Limit Denge Analizleri	34
3.2.1 Culmann Yöntemi	34
3.2.2 Fellenius Yöntemi	35
3.2.3 Bishop Yöntemi	36
3.2.4 Janbu Yöntemi	38

3.2.5 Spencer Yöntemi	39
3.2.6 Lowe ve Karafiath Yöntemi	42
3.2.7 Morgenstern - Price Yöntemi	42
3.2.8 Sarma Yöntemi	44
3.2.9 Genelleştirilmiş Limit Denge Yöntemi (GLE).....	45
3.2.10 Güvenlik Sayısının Hesaplanması	52
3.2.11 Limit Denge Analizlerinin Karşılaştırılması	53
3.3 Sonlu Elemanlar Yöntemi	54
3.4 Sınır Denge Kavramı ve Güvenlik Katsayısı	55
4. ŞEVLERDE İYİLEŞTİRME YÖNTEMLERİ	57
4.1 Kazı Yöntemleri	58
4.1.1 Şev Yükünün Azaltılması.....	58
4.1.2 Şev Açısının Düşürülmesi (Şevi Yatıklaştırmak).....	59
4.1.3 Şevde Kademe Oluşturulması	59
4.1.4 Yenilmeye Uğrayan Kütlenin Kaldırılması.....	60
4.2 Drenaj	60
4.2.1 Yüzeysel Drenaj	60
4.2.2 Yeraltı Drenajı	61
4.3 Şevin Bitkilendirilmesi.....	63
4.4 Payandalama	65
4.4.1 Ek Dolgu.....	65
4.5 Yapısal Stabilizasyon	66
4.5.1 İstinat Duvarları.....	66
4.5.2 Dolgulu Çerçeve Duvarlar.....	68
4.5.3 Sandık Duvarlar	69
4.5.4 Ankrajlar.....	69
4.5.5 Palplanşlar	71
4.5.6 Kazıklar Ve Pasif Kazıklara Etkiyen Yanal Kuvvet	72
4.5.7 Zemin Çivisi	82
4.5.8 Taş Kolonlar	83
4.5.9 Geofabrik Uygulaması.....	84

4.6 Zemini Sıkılaştırma	84
4.6.1 Sıkıştırılmış Zemin-Çimento dolgusu	84
4.6.2 Enjeksiyon	85
4.6.3 Ön Konsolidasyon	86
4.6.4 Termal İyileştirme	87
4.6.5 Elektro-osmoz.....	87
5. ARAZİ VE LABORATUVAR DENEYLERİ.....	89
5.1 Arazi Çalışmaları	89
5.1.1 Sahanın Gözlemlenmesi	89
5.1.2 Topografik Çalışmalar	89
5.1.3 Zemin Araştırmaları	90
5.1.4 Standart Penetrasyon Deneyi (SPT)	91
5.1.5 Permeabilite Deneyi	92
5.1.6 Plaka Yükleme Deneyi	92
5.1.7 Presiyometre Deneyi	92
5.1.8 İnklinometre Deneyi	93
5.2 Laboratuvar Deneyleri	93
5.2.1 Elek Analizi ve Hidrometre Deneyi	94
5.2.2 Atterberg Limit Deneyleri	94
5.2.3 Piknometre Deneyleri	94
5.2.4 Kesme Kutusu Deneyi	95
5.2.5 Tek Eksenli Basınç Deneyi	95
5.2.6 Üç Eksenli Basınç Deneyi	96
6. ŞEV STABİLİTESİ İYİLEŞTİRME ÖRNEĞİ.....	99
6.1 Sonlu Elemanlar Yöntemi ve Plaxis Paket Programının Kısaca Tanıtımı	99
6.2 İyileştirilen Şeve Ait Bilgiler	101
6.2.1 Şevin bulunduğu yer	101
6.2.2 Sondaj Bilgileri.....	101
6.2.3 Sondajlardan Alınan Numunelerin Laboratuvar Deneyleri.....	104
7. BULGULAR.....	106
7.1 Zemin Parametreleri.....	106
7.2 Örnek Şevin Stabilitesi.....	107

7.3 Şevin İyileştirilmesi	109
7.3.1 KM:194+000 Yarması PLAXIS 2D Analizleri (1 - 1 Kesiti)	109
7.3.2 KM:194+500 Yarması PLAXIS 2D Analizleri (2 - 2 Kesiti)	113
7.3.3 KM:194+580 Yarması PLAXIS 2D Analizleri (3 - 3 Kesiti)	117
7.3.4 KM:194+660 Yarması PLAXIS 2D Analizleri (4 - 4 Kesiti)	120
7.4 Donatı Hesabı.....	124
7.4.1 Boyuna Donatı Hesabı (1 - 1 Kesiti)	124
7.4.2 Boyuna Donatı Hesabı (2 - 2 Kesiti)	125
7.4.3 Boyuna Donatı Hesabı (3 - 3 Kesiti)	127
7.4.4 Boyuna Donatı Hesabı (4 - 4 Kesiti)	128
7.4.5 Etriye Hesabı (1 - 1 Kesiti).....	129
7.4.6 Etriye Hesabı (2 - 2 Kesiti).....	130
7.4.7 Etriye Hesabı (3 - 3 Kesiti).....	131
7.4.8 Etriye Hesabı (4 - 4 Kesiti).....	132
8. SONUÇ VE ÖNERİLER.....	143
9. KAYNAKLAR	145
10. EKLER	155
EK A: Sondajlardan Alınan Numuneler Ve Laboratuvar Deney Sonuçları	155
EK B: Analizlerde Kullanılan Parametreler.....	168
11. ÖZGEÇMİŞ	170

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 2.1: 1983 yılında gerçekleşen Utah, Thistle bölgesinde gerçekleşen ve nehir önünde baraj oluşturan heyelan (Schuster, 2008).	7
Şekil 2.2: (a) Yungay (Peru) Kasabası'nın 1970 Peru depreminden önceki (a) ve sonraki (b) hali. Aynı palmye ağaçları iki resimde de görülmektedir (Kramer, 2003).	8
Şekil 2.3: 1995 Senirkent moloz akması ve moloz çevirme kanalı (Sonsenirkent, 2013).	9
Şekil 2.4: Şev hareketlerine maruz kalmış olan Babadağ ilçesinin Gündoğdu mahallesi (Alkaya ve diğ., 2003).	10
Şekil 2.5: Bluebird Canyon - Laguna Beach, California Haziran 2005' te meydana gelen toprak kayması (Huvaj, 2017).	10
Şekil 2.6: 2005 yılında Filipinlerde meydana gelen çöp atık depo sahasındaki kayma (Huvaj, 2017).	11
Şekil 2.7: 2010 yılında Rize' de meydana gelen toprak kayması (Huvaj, 2017).	11
Şekil 2.8: Kastamonu-Küre Bakır madeni şev göçmesi (Huvaj, 2017).	12
Şekil 2.9: Şevleri tanımlamada kullanılan terminoloji (Coduto, 2006).	13
Şekil 2.10: Şeve ait parametreler (Kara, 1980).	14
Şekil 2.11: Derinlik/Uzunluk Oranına Göre Sınıflandırma (Skempton, 1953).	17
Şekil 2.12: Stabilite bozulmalarında düşme hareketinin sınıflandırılması ve jeolojik görünüşleri (Anaçali ve Şirin 2015).	19
Şekil 2.13: Stabilite bozulmalarında kaya düşmesine neden olan süreçler (Ulusay, 2001).	20
Şekil 2.14: Şev stabilitesi bozulmalarında devrilme hareketinin malzeme türüne göre sınıflandırılması ve jeolojik görünüşleri (Anaçali ve Şirin 2015).	21
Şekil 2.15: Doğada Görülen Devrilme Çeşitleri (Goodman ve Bray, 1976).	22
Şekil 2.16: Şev stabilitesi bozulmalarında kayma hareket türünün sınıflandırılması ve jeolojik görünüşleri (Anaçali ve Şirin 2015).	23
Şekil 2.17: Dairesel kayma (Tekin, 2011).	24
Şekil 2.18: Dairesel kayma (Coduto, 2006).	24
Şekil 2.19: a)Düzlemsel kayma b)Kama tipi kayma c)Çok yüzeyli kaymalar (Ulusay, 2001).	26

Şekil 2.20: Akma özellikleri de bulunduran karmaşık kayma (Coduto, 2006).	27
Şekil 2.21: Duraysızlıklarda yayılma hareketi türünün sınıflandırılması ve jeolojik görünümleri (Anaçali ve Şirin 2015).	28
Şekil 2.22: Bazı akma türleri (Ulusay, 2001).	30
Şekil 2.23: Akma yenilmesi gözlemlenebilen karmaşık kayma (Bromhead, 1986).....	31
Şekil 3.1: Culmann yöntemi ile analiz (Das, 2006).	35
Şekil 3.2: Bir dilime etkiyen kuvvetler ile dilimdeki kuvvet poligonu (Önalp ve Arel, 2004).	36
Şekil 3.3: Bishop modeli dilimleri (Yiğit, 2013).	37
Şekil 3.4: Janbu yönteminde düzeltme sayısı (Gökcan, 2014).	39
Şekil 3.5: Spencer stabilite abakları (McCarthy, 1998).	41
Şekil 3.6: Morgenstern - Price (1965) yönteminde dilimler arası kuvvet fonksiyon çeşitleri (Tekin, 2011).	43
Şekil 3.7: Güvenlik katsayısı grafiği (Yalçinkaya, 2019).	45
Şekil 3.8: Kayma dairesindeki dilime etkiyen kuvvetler (Krahn, 2004).	46
Şekil 3.9: İki farklı lambda ' λ ' değeri ile yarı sinüs kuvvet fonksiyonunun kullanılması (Krahn, 2004).	52
Şekil 4.1: Şev yüksekliğinin azaltılması yoluyla duraylılığın sağlanması (Akçakal, 2009).	58
Şekil 4.2: Şev malzemesi yerine hafif dolgu malzemesi kullanılarak şev yükü azaltılması (Akçakal, 2009).	59
Şekil 4.3: Şev oranının arttırılması yoluyla duraylılığın sağlanması (Akçakal, 2009)...	59
Şekil 4.4: Açık kanalla drenaj örnekleri (Huvaj, 2017).	61
Şekil 4.5: Yeraltı drenaj türlerinin kesitten gösterimi (Huvaj, 2017).	62
Şekil 4.6: Well Point Yöntemi ile yüzey altı drenaj (Huvaj, 2017).	62
Şekil 4.7: Yatay drenler yardımı ile yüzey altı drenaj (Huvaj, 2017).	63
Şekil 4.8: Kesici dren yardımı ile yüzey altı drenaj (Huvaj, 2017).	63
Şekil 4.9: Yüzeysel kaymanın bitkilerle kontrolü (Konuk, 2005).	64
Şekil 4.10: Kök alan oranı ve kayma mukavemetindeki artış ilişkisi (Konuk,2005).	65
Şekil 4.11: Kazı yapılarak ve kazı yapılmadan oluşturulan dolgu (Abramson ve diğ., 1996).	66
Şekil 4.12: Ağırlık istinat duvarı (Fermanoğlumetal, 2018).	67
Şekil 4.13: Konsol istinat duvarı (Tekin, 2011).	68
Şekil 4.14: Dolgulu çerçeve duvar (Tekin, 2011).	69
Şekil 4.15: Ankraj kesiti (Huvaj, 2017).	71

Şekil 4.16: Çelik palplanş uygulaması (Insapedia, 2018).....	72
Şekil 4.17: Birbirine teğet olan kazıkların görünüşü (Çavumirza, 2018).	74
Şekil 4.18: Kazıkların etrafındaki zeminin plastik deformasyonu (Önalp ve Arel, 2004).	75
Şekil 4.19: Deforme olan zemin elemanı EBB'E' ye etkileyen gerilmeler (Ito ve Matsui, 1975).	76
Şekil 4.20: Deforme olan zemin elemanı AEE'A' ye etkileyen gerilmeler (Ito ve Matsui, 1975).	76
Şekil 4.21: Kazıkların etrafındaki zeminde plastik akış (Ito ve Matsui, 1975).	79
Şekil 4.22: Düzgün tabanlı kanalda plastik akış (Ito ve Matsui, 1975).	79
Şekil 4.23: Yanal kuvvet hesabına derinlik etkisinin eklenmesi (Fırat ve Kutunis, 2000).	82
Şekil 4.24: Zemin çivisi uygulaması (Naturalzemin, 2016).	83
Şekil 4.25: Taş kolon uygulaması (Naturalzemin, 2016).	84
Şekil 4.26: Enjeksiyon türlerinin şematik görseli (Tunçdemir, 2004).	86
Şekil 4.27: Elektro-ozmoz yönteminde sistemin çalışma prensibi (Genç, 2010).	88
Şekil 5.1: Mohr dairesi ve drenajsız kayma mukavemeti (Yalçinkaya, 2019).	96
Şekil 5.2: UU – Deney sonuç grafiği (Yalçinkaya, 2019).	97
Şekil 5.3: CU – Deney sonuç grafiği (Yalçinkaya, 2019).	97
Şekil 5.4: CD – Deney sonuç grafiği (Yalçinkaya, 2019).	98
Şekil 6.1: Çalışma alanı.	101
Şekil 6.2: Kritik zemin profili.	104
Şekil 7.1: KM: 194+000 kritik zemin profili.	106
Şekil 7.2: Kritik kesit şev kayma yüzeyi ve hesaplanan güvenlik sayısı.	107
Şekil 7.3: Kritik kesit alt şevin kayma yüzeyi ve hesaplanan güvenlik sayısı.	108
Şekil 7.4: KM: 194+000 zemin en kesiti.	110
Şekil 7.5: KM: 194+000 PLAXIS 2D modeli.	110
Şekil 7.6: KM: 194+000 kesiti toplam deformasyon.	111
Şekil 7.7: KM: 194+000 kesiti şev yüzeyinde oluşan deformasyon.	111
Şekil 7.8: KM: 194+000 kesiti hat üzerinde oluşan deformasyon.	112
Şekil 7.9: KM: 194+000 kesiti fore kazıklarda beklenen moment değeri.	112
Şekil 7.10: KM: 194+000 kesiti fore kazıklara etkileyen kesme kuvveti.	113
Şekil 7.11: KM: 194+500 PLAXIS 2D modeli.	114
Şekil 7.12: KM: 194+500 kesiti toplam deformasyon.	114

Şekil 7.13: KM: 194+500 kesiti şev yüzeyinde oluşan toplam deformasyon.	115
Şekil 7.14: KM: 194+500 kesiti hat üzerinde oluşan toplam deformasyon.....	115
Şekil 7.15: KM: 194+500 kesitindeki fore kazıklarda beklenen moment değeri.	116
Şekil 7.16: KM: 194+500 kesitindeki fore kazıklara etkiyen kesme kuvveti.....	116
Şekil 7.17: KM: 194+580 PLAXIS 2D modeli.	117
Şekil 7.18: KM: 194+580 kesiti toplam deformasyon.....	118
Şekil 7.19: KM: 194+580 kesiti şev yüzeyinde oluşan toplam deformasyon.	118
Şekil 7.20: KM: 194+580 kesiti hat üzerinde oluşan toplam deformasyon.....	119
Şekil 7.21: KM: 194+580 kesitindeki fore kazıklarda beklenen moment değeri.	119
Şekil 7.22: KM: 194+580 kesitindeki fore kazıklara etkiyen kesme kuvveti.....	120
Şekil 7.23: KM: 194+660 PLAXIS 2D modeli.	121
Şekil 7.24: KM: 194+660 kesiti toplam deformasyon.....	121
Şekil 7.25: KM: 194+660 kesiti şev yüzeyinde oluşan toplam deformasyon.	122
Şekil 7.26: KM: 194+660 kesiti hat üzerinde oluşan toplam deformasyon.....	122
Şekil 7.27: KM: 194+660 kesitindeki fore kazıklarda beklenen moment değeri.	123
Şekil 7.28: KM: 194+660 kesitindeki fore kazıklara etkiyen kesme kuvveti.....	123
Şekil 7.29: (1 - 1) zemin en kesiti.....	134
Şekil 7.30: (1 - 1) kesiti fore kazık yerleştirme planı.	134
Şekil 7.31: (2 - 2) zemin en kesiti.....	135
Şekil 7.32: (2 - 2) kesiti fore kazık yerleştirme planı.	135
Şekil 7.33: (3 - 3) zemin en kesiti.....	136
Şekil 7.34: (3 - 3) kesiti fore kazık yerleştirme planı.	136
Şekil 7.35: (4 - 4) zemin en kesiti.....	137
Şekil 7.36: (4 - 4) kesiti fore kazık yerleştirme planı.	137
Şekil 7.37: (1 - 1) kesiti fore kazık donatı detayı.....	138
Şekil 7.38: (2 - 2) kesiti fore kazık donatı detayı.....	139
Şekil 7.39: (3 - 3) kesiti fore kazık donatı detayı.....	140
Şekil 7.40: (4 - 4) kesiti fore kazık donatı detayı.....	141
Şekil 7.41: Vaziyet planı.....	142

TABLO LİSTESİ

Sayfa

Tablo 2.1: Şev hareketi sınıflandırması (Skempton-Hutchinson) (Öz, 2007).	17
Tablo 2.2: Şev göçmeleri için sınıflandırma (Varnes,1978).....	18
Tablo 3.1: Güvenlik sayısı hesabı için çözümü bilinen parametreler (Krahn, 2004).	47
Tablo 3.2: Güvenlik sayısı hesabı için çözümü bilinmeyen parametreler (Krahn, 2004).	47
Tablo 3.3: Analiz yöntemlerini yatay-düşey kuvvet ve moment dengesi bakımından karşılaştırılması.	54
Tablo 6.1: SK-1 Sondaj Bilgileri	102
Tablo 6.2: SK-2 Sondaj Bilgileri	103
Tablo 6.3: Sondaj örneklerine ait laboratuvar deney sonuçları	105
Tablo 7.1: Zemin parametreleri	106
Tablo 7.2: Limit denge yöntemleri güvenlik sayıları	108
Tablo 7.3: Fore kazıklarda oluşan moment ve kesme değerleri	124

SEMBOL LİSTESİ

G_s, F, GF, GK	: Güvenlik Katsayısı
ΣM_k	: Kaydırıcı Momentlerin Toplamı
ΣM_{δ}	: Önleyici Momentlerin Toplamı
ΣF_k	: Kaydırıcı Kuvvetlerin Toplamı
ΣF_{δ}	: Önleyici Kuvvetlerin Toplamı
c	: Kohezyon Değeri (kPa)
c'	: Efektif Kohezyon Değeri
c'_g	: Stabilite İçin Gerekli Efektif Kohezyon Değeri
ϕ	: İçsel Sürtünme Açısı
ϕ'	: Efektif İçsel Sürtünme Açısı
ϕ'_g	: Mobilize Olan Efektif İçsel Sürtünme Açısı
σ	: Yenilme Yüzeyine Etkiyen Normal Gerilme
σ_n	: Toplam Gerilme
σ'	: Efektif Gerilme
τ	: Kayma Gerilmesi
u	: Boşluk Suyu Basıncı
u_w	: Dilim Tabanına Etkiyen Boşluk Suyu Basıncı
H	: Şev Yüksekliği
H_k	: Kritik Kazı Yüksekliği
α	: Dilim Tabanı Orta Noktasına Çizilen Teğetin Yatayla Yaptığı Aç
β	: Şev Açısı, Eğim Açısı
Θ	: Merkez Açısı
θ	: Kayma Yüzeyine Çizilen Teğetin Yatayla Yaptığı Aç
Q_k	: Kritik Kayma Açısı
B, b, ℓ	: Dilim Taban Genişliği
M, W	: Dilim Ağırlığı
N_a	: Dilim Ağırlığının Oluşturduğu Kuvvetin Kayma Yüzeyine Dik Bileşeni
T_a	: Dilim Ağırlığının Oluşturduğu Kuvvetin Kayma Yüzeyine Paralel Bileşeni
N_f, T_f	: Dilim Ağırlığının Oluşturduğu Kuvvetlere Karşı Tepki Kuvvetlerin Bileşenleri
τ_f	: Kayma Mukavemeti
cm	: Santimetre
m	: Metre
mm	: Milimetre
km	: Kilometre
kg	: Kilogram
kN	: Kilonewton
km/sa	: Kilometre / Saat

λ	: Güvenlik Sayısının Çözümünde Kullanılan Fonksiyonun Şekline Bağlı Sabit Bir Sayı
r_u	: Boşluk Suyu Basıncı Oranı
γ	: Zeminin Birim Hacim Ağırlığı
S_m	: Mobilize Olan Kayma Kuvveti
n	: Toplam Denklem Sayısı
N	: Dilim Tabanındaki Normal Kuvvet
Z_L	: Dilimin Sol Kenarındaki Dilimler Arası Kuvvet
Z_R	: Dilimin Sağ Kenarındaki Dilimler Arası Kuvvet
E	: Dilimler Arası Normal Kuvvet
X	: Dilimler Arası Kayma Kuvveti
E_L	: Dilimin Sol Sınırındaki Normal Kuvvetler
E_R	: Dilimin Sağ Sınırındaki Normal Kuvvetler
X_L	: Dilimin Sol Sınırındaki Kesme Kuvvetleri
X_R	: Dilimin Sağ Sınırındaki Kesme Kuvvetleri
D	: Çizgisel Dış Yük
ω	: Çizgisel Dış Yükün Yatayla Yaptığı Aç
k_W	: Dilim Merkezinden Etkiyen Sismik Yük
A_L	: Dilimin Solundan Etkiyen Yeraltı Suyu Kuvveti
A_R	: Dilimin Sağından Etkiyen Yeraltı Suyu Kuvveti
R	: Dairesel Kayma Yüzeyi Yarıçapı
d	: Çizgisel Dış Yük İle Daire Merkezi Arasındaki Dik Uzaklık
f	: Daire Merkezi 'O' İle Dilim Tabanına Etkiyen Normal Kuvvet Arasındaki Dik Uzaklık (Moment Kolu)
e	: Daire Merkezi 'O' İle Dilim Merkezinden Etkiyen Sismik Yük Arasındaki Dik Uzaklık (Moment Kolu)
x	: Daire Merkezi, 'O' İle Kayan Kütle Arasındaki Dik Uzaklık (Moment Kolu)
a	: Yeraltı Suyu Kuvveti İle Daire Merkezi Arasındaki Dik Mesafe (Moment Kolu)
F_m, G_m	: Moment Dengesi Güvenlik Sayısı
F_b, G_f	: Kuvvet Dengesi Güvenlik Sayısı
$f(x)$	: Kayma Kütleli Üzerindeki X/E Değişiminin Fonksiyonu
f_0	: Güvenlik Sayısının Çözümünde, Kesme Kuvvetlerini Katmak İçin Ampirik Düzeltme Katsayısı
E_n, E_{n+1}	: Dilimler Arası Reaksiyon Kuvvetleri
T	: Kaydıran Kuvvet
T_f	: Kaymaya Karşı Koyan Kuvvet
s	: Kayma Mukavemeti
S_u	: Dilim Tabanında Mobilize Olan Kayma Mukavemeti
K	: Deprem Katsayısı
d	: Kayma Yüzeyi Dilimlerinden En Büyük Yükseklik
L	: Kayma Yüzeyinin İki Uç Noktası Arasında Eğimli Uzaklık, Kayma Yüzeyi Uzunluğu
D	: Kayma Yüzeyi Derinliği
S_R	: Kayma Direncindeki Artış

t_R	: Zemin Birim Alanına Göre Liflerin Veya Köklerin Ortalama Kayma Kuvveti
T_R	: Liflerin Veya Köklerin Ortalama Kayma Kuvveti
A_R	: Toplam Kök Kesit Alanı
A_R/A	: Kök Alan Oranı
A	: Toplam Kayma Kesit Alanı
η_p	: Plastik Viskosite
v_1	: BB Yüzeyi Boyunca Hız
D_1	: Bir Sıra Kazığın Eksenden Eksene Uzaklığı
ϖ	: Kazığın Birim Boyuna Etkiyen Yanal Kuvvet
d	: Kazık Çapı
w_L	: Likit Limit
w_p	: Plastik Limit
w_R	: Rötire Limit
I_p	: Plastiklik İndisi
N_s	: Stabilite Sayısı
F_x	: Yatay Kuvvet Dengesi Fonksiyonu
F_y	: Düşey Kuvvet Dengesi Fonksiyonu
M_0	: Moment Dengesi Fonksiyonu
N'	: Dilim Tabanında Oluşan Efektif Düşey Gerilme
R	: Dilim Ağırlığına Karşı Oluşan Dilim Tabanındaki Tepki Kuvveti
w	: Su muhtevası
q_u	: Serbest Basınç Mukavemeti
γ_{sat}	: Doymuş Birim Hacim Ağırlık
γ_{unsat}	: Doymamış Birim Hacim Ağırlık
f_{cd}	: Beton Hesap Basınç Dayanımı
f_{ctd}	: Beton Hesap Çekme Dayanımı
f_{yd}	: Çelik Hesap Akma Dayanımı
$M_{kazık}$	: Fore Kazıkta Beklenen Moment Değeri
$V_{kazık}$	: Fore Kazığa Etkiyen Kesme Kuvveti
d	: Faydalı Yükseklik
A_c	: Kazık Çapı
A_s	: Gereken minimum Donatı Alanı
s	: Kazıklar Arası Mesafe
V_{cr}	: Eğik Çatlamayı Oluşturan Kesme Kuvveti
C 25	: 25 Mpa Basınç Dayanımı Olan Beton
C 16	: 16 Mpa Basınç Dayanımı Olan Beton
BÇ III	: Akma Dayanımı 420 Mpa Olan Çelik

KISALTMALAR

ABD	: Amerika Birleşik Devletleri
CH	: Yüksek Plastisiteli İnorganik Killer, Yağlı Killer
CL	: İnorganik Killer (Düşük İle Orta Plastisitede) Çakıllı Killer, Kumlu Killer, Siltli Killer, Yağsız Killer
GLE	: Genelleştirilmiş Limit Denge Yöntemi (General Limit Equilibrium Theory)
GSMH	: Gayri Safi Milli Hasıla
M-C	: Mohr-Coulomb
M-P	: Morgenstern-Price Yöntemi
SC	: Killi Kumlar Fena Derecelenmiş Kum-Kıl Karışımları
SK	: Sondaj Kuyusu
SM	: Siltli Kumlar Fena Derelenmiş Kum- Silt Karışımları
SP	: Fena Derecelenmiş Kumlar Veya Çakıllı Kumlar (İnce Taneleri Az Veya Hiç Olmayan)
SPT	: Standart Penetrasyon Deneyi
SW	: İyi Derecelenmiş Kumlar Ve Çakıllı Kumlar (İnce Taneleri Az Veya Hiç Olmayan)
TMMOB	: Türk Mühendis ve Mimarlar Odaları Birliği
TS EN 1998-1	: Depreme Dayanıklı Yapıların Projelendirilmesi
USCS	: Birleşik Zemin Sınıflandırma Sistemi
YASS	: Yer Altı Su Seviyesi

ÖNSÖZ

Geoteknik mühendisliği açısından şev stabilitesi, ülkemizde ve dünyada sebep olduğu can ve mal kayıpları açısından oldukça önem arz etmektedir. Duraysızlık eğiliminde olan şevlerde stabilitenin sağlanması için detaylı bir zemin araştırması gerekmektedir. Bu konu inşaat mühendisleri, jeoloji mühendisleri, harita mühendisleri, hidrolik, ulaştırma ve geoteknik alanlarında uzmanlaşmış birçok mühendis ve meslek grubunun katkılarıyla çözümlenmeye çalışılmaktadır.

Bilgiye ulaşmanın zor olduğu bu pandemi sürecine rağmen tez çalışmamda sağladığı katkılardan dolayı danışman hocam Sayın Doç. Dr. Devrim ALKAYA' ya, Sayın Dr. Öğr. Üyesi Engin NACAROĞLU' na, Sayın Araş. Gör. Gökhan İMANÇLI' ya Sayın Araş. Gör. Esra Zeynep ŞENSOY' a, İnşaat Yüksek Mühendisi Sayın Songül CAN' a teşekkür ederim.

1. GİRİŞ

Geoteknik mühendisliğinde zemin/kaya yüzeylerinin oluşturduğu eğimli geometrik yüzeylere şev denilmektedir ve bu yüzeylerde oluşan doğa olayları insanoğlu açısından problem teşkil etmektedir.

Geçmişte yerleşeceği yeri, insanoğlunun birçok farklı koşul altında değişik şekillerde seçtiği görülür. Tarıma elverişli topraklara sahip olmak, akarsulara, nehirlere yakın olmak, daha kolay bir şekilde ulaşım sağlamak gibi sebeplerden ötürü ovalar ve platolar seçilebildiği gibi, düşmandan veya doğadan korunmak için de dağ yamaçları seçilmiştir. Günümüzde ise, hızla büyüyen kentlerde yapılaşma, uygun alanların azalmasından dolayı kayma riski taşıyan dağ ve tepe yamaçlarına yayılmaya başlamıştır (Karikari ve Agyei, 2000).

Şev eğimli bir yüzey olduğundan bu yüzeydeki malzemeler yer çekimi kuvveti ile aşağıya doğru bir hareket potansiyeline sahiptir. Bu yüzeydeki yerçekimine karşı koyan mukavemet kuvvetleri, var olan kaydırıcı kuvvetlere karşı koyabiliyor ise, şev stabilite halindedir. Aksi takdirde şev kayma gösterir. Şev stabilitesinin kaybolmasıyla oluşan kaymalar bazı durumlarda oldukça yavaş ilerleyen ‘krip’ hareketi şeklindedir, bazen ise ani göçme ve yıkılma şeklinde olabilmektedir (Çavumirza, 2018).

İnsanoğlunun müdahalesiyle kaybolan şev stabilitesi, insanoğlunun etkisi olamadan da kaybolabilir. Kıtaların hareketi, patlayan volkanlar, fay hareketleriyle oluşan depremler, rüzgar ve yağmur etkisi gibi doğa olayları dengenin bozulması ile mevcut şev stabilitelerinin kaybolmasına sebebiyet verir (Akçakal, 2009).

Şev hareketleri dünya üzerinde önemli derecede can ve mal kayıplarına neden olmaktadır. Şev hareketleri, kırsal bölgelerde genellikle tarımsal hasarlara, şehirleşmenin olduğu bölgelerde ise can kaybı ile birlikte yapısal hasarlara da neden olmaktadır.

Eğimli alanlarda sıklıkla inşa edilmeye başlanan yapılardan dolayı şev stabilitesi daha da önem arz etmeye başlamıştır.

Şev stabilitesi araştırmalarında amaç, kazı ve dolgularda maliyet göz önünde bulundurularak şevlerin güvenli bir şekilde göçme veya bozulma olmadan kalması, yani şeklini koruyabilmesidir. Bu açıdan geoteknik bilimi, ekonomi, malzeme ve çevre gibi parametrelerin detaylı bir araştırmasını kapsar. Geoteknik araştırmalarda şevde uygun olan stabilite analizini belirlemek için; şevin büyüklüğü, doğası ve olası göçme sebeplerinin belirlenmesi gerekir. Konunun bu özelliği mühendislik jeolojisi, zemin ve kaya mekaniği gibi kapsamlı bir çalışmayı zorunlu kılmaktadır. Gerçekçi bir şev analizi jeoloji, topografya, geometri, hidroloji ve malzeme özelliklerini ve yükleme koşullarını detaylı bir şekilde kapsayan çok sayıda faktörü içine almalıdır. Aynı zamanda kalıcı şevler için stabilite değerlendirilmesinde doğal afetler de göz önünde bulundurulmalıdır (Dolu,2019).

Yamaçlar üzerine yapılan yapılar bazı durumlarda kaymalara sebebiyet verir. Kaymalar sonucunda zarar büyük boyutlara ulaşabilir. Bu sebeple kaymaların incelenip önlenmesi güncelliğini koruyan bir problemidir. Dünya üzerinde birçok bilim insanı tarafından bu sorunun en güvenli ve en ekonomik bir şekilde çözümlenmesi için çalışmalar yapılmaktadır. Günümüze kadar şev kaymaları ve heyelanlar üzerine birçok araştırma yapılmış, hesap yöntemi geliştirilmiş ve buna paralel olarak tasarım yöntemleri de çeşitlendirilmiştir. Tüm mevcut çalışma ve çözümlemelere rağmen şev kaymaları ve heyelanlarla ilgili çalışmalar sürmektedir (Tekin, 2011).

Son yıllarda yapılan araştırmalarda şev kaymalarının önlenmesinde zemin çivisi yönteminin hızla ön plana çıktığı görülmektedir. Bu yöntem kohezyonlu ve granüler zeminlerde ve genellikle heterojen yataklarda kullanılmaktadır. Zemine şerit çubuklar veya eğik kesitler, çakılmak suretiyle ya da enjeksiyon yoluyla yerleştirilip kompozit bir yapı oluşturulmaktadır (Tekin, 2011).

Şev duraylılığının sağlanmasında, ankrajlar genelde öngermeli olarak boyları kayma düzlemini geçip sağlam zemine oturacak biçimde uygulanmaktadır. Saha incelemesine göre ankrajların boyu, sıklığı ve adedine karar verilmektedir. Kayma

yüzeyinin derinde olduğu heyelanlarda ankraj sistemleri uygulanırken, sığ heyelanlarda ise kazık sistemler uygulanmaktadır (Akbulut, 2012).

Şev duraylılığının sağlanmasına ve kaymaların kontrolü için kazıklı sistemlerin uygulanmasına geçtiğimiz yüzyılın ortalarından itibaren başlanmıştır. Yerleşim ve endüstri alanlarında arazi talebinin artması, arazilerin değerlendirilmesi ve aynı zamanda geniş çaplı kazıkların hızlı bir şekilde imal edilmesi, teknik ve aygıt olanakları gibi birçok sebepten dolayı kazıkların zemin kayma kontrolünde kullanımı yaygınlaşmıştır.

Şev duraylılığın sağlanması, kaydırıcı kuvvetlerin dengelenmesi için kayması olası olan zemin kütlesi önüne bir dayanma yapısının inşası gerekebilmektedir. Büyük miktarlarda kazı gerektiren klasik duvarlar ekonomik bir çözüm değildir. Aynı zamanda duvarın inşası sırasında, kazı ile yerinden kaldırılan zemin kütlesi, şevin duraylılığını bozarak ve durdurucu kuvvetleri azaltarak şantiye alanında şevin göçmesine neden olabilmektedir. Palplanş perdesi ile kayması muhtemel olan zemin kütlelerine önlem alınması esnasında ise oluşacak titreşimler mevcut dengenin bozulmasına, zeminin hareketlenmesine, şevde güvenliğin azalmasına sebep olabilmektedir.

Şev güvenliğinin sağlanmasında betonarme kazıkların foraj tekniği kullanılarak, tek ya da çoklu sıralar halinde imal edilmesi ekonomik ve yaygın kullanım alanına sahiptir. Kazık aralığının en uygun şekilde bulunması ve perdenin sürekliliğinin sağlanması ile birlikte sayıca minimum kazık kullanılarak ekonomik şekilde çözüm bulunması en önemli husustur.

Kazıkların kullanılmasıyla ilgili önerilen tüm analiz yöntemleri, kazık sırasındaki tek bir kazığın davranışını belirlemek ve bunu kazık sırasına yansıtmak üzere yapılmaktadır. Kazıkların sıra halinde oluşturulması sebebiyle, kazıklar arası mesafeyi göz ardı etmek büyük yanlışlara sebebiyet vermektedir. Kazıklara aktif durumda gelen yükler, önceden öngörülüp buna göre analiz yapılabilmektedir, ancak yerleştirilmiş pasif kazıklarda, kazık sırasına etkiyen yatay kuvveti, kazığın varlığı ve aralığı etkilemektedir.

Bir şevin güvenlik durumu, kritik kayma yüzeyinin derinliğine ve konumuna doğrudan doğruya bağlı olmaktadır. Bu sebeple olası kayma yüzeyine bağlı olarak

alınacak önlemlerin geometrisi değişecektir. Kazığın boyu, çapı ve aralığı örnek gösterilebilir. Bu nedenle kayma yüzeyinin tespiti gibi birçok parametre analizde ve tasarımda çok önemlidir.

Bu tez çalışmasında, şevin tanımlanması, şevin hareketleri, ortam koşulları, sevi etkileyen faktörler gibi birçok bilgi verilmektedir ve bu bilgiler ışığında şevin duraylılığını incelemek mümkün olmaktadır. Ayrıca bu çalışmada, şev duraylılığının incelenmesi bakımından birçok analiz yönteminden bahsedilmiştir. Daha sonra olası şev kaymalarına karşı çeşitli iyileştirilme yöntemlerinden bahsedilmektedir.

Şev stabilitesinin doğru bir şekilde değerlendirilmesi için göçmeye sebebiyet verecek tüm ortam koşullarının doğru bir şekilde belirlenmesiyle mümkün olmaktadır. Bu sebeple arazi ve laboratuvar deneyleri önem kazanmaktadır.

Örnek şev iyileştirilmesinde zeminden alınan numuneler üzerinde arazi ve laboratuvar deneyleri yapılmıştır ve limit denge yöntemlerini kullanan GEO5 programıyla kayma yüzeyi ve güvenlik sayıları hesaplanmıştır.

Şev stabilitesini saptamak ve zemini daha gerçekçi bir şekilde modellemek için sonlu elemanlar yöntemi tabanlı PLAXIS 2D programı kullanılarak da modellenip analiz yapılmıştır.

Şev iyileştirilmesi örneğinde, yarma sahasında sağ şevde stabilite sorunu saptanmıştır. Bu çalışma ile stabilite sorunu saptanan heyelanlı kesimlerin yeniden duraylı hale getirilmesi için gerekli önlemlerin alınması amaçlanmıştır. Bu amaca yönelik olarak yarma şevlerinde gözlenen bu stabilite sorunu nedeniyle demiryolu hattının güvenliği düşünülerek şev duraylılık analizleri yapılmıştır.

GEO5 ve PLAXIS 2D programıyla yapılan stabilite analizi ve arazi gözlemleri sonucunda şev duraylılığını sağlamak amacıyla fore kazıklı iyileştirme yöntemi kullanılması uygun görülmüştür. Akabinde fore kazılarda kullanılacak donatı miktarı belirlenmiştir. Kazık başlık kirişlerinin üzerine, şevlerden gelebilecek döküntülerin demiryolu hattına ulaşmadan tutulabilmesi ve alt şeve nispeten destek sağlaması amacıyla betonarme duvar yapılması kararlaştırılarak şev stabilitesi sağlanmıştır.

2. ŞEV STABİLİTESİ VE YAŞANMIŞ ŞEV KAYMALARI

2.1 Yaşanmış Şev Kaymaları

Şev hareketleri, geoteknik mühendisliğinde önemli bir yer tutmakta olup geçmişten bugüne dek karşılaşılan hasarlara bakıldığında bu durum kolayca anlaşılabilir. Şev hareketlerinin neden olduğu hasarlara bakıldığında yılda 4 milyar dolarlık hasar ile Japonya başı çekmektedir. Japonya' yı, yılda 1-2 milyar dolar arasında değişen hasar miktarları ile Amerika Birleşik Devletleri, İtalya ve Hindistan takip etmektedir (Schuster,1996).

Gelişmekte olan ülkelerde de şev hareketleri sık görülmekle birlikte, bazen ülke ekonomilerini açacak boyutlara varan kayıplar söz konusu olmaktadır (Sassa ve diğ., 2005). Ülkemizde ise doğal afet zararlarının her yıl GSMH' nin %1 ile %3'ü arasında değişen oranlara ulaştığı görülmektedir (Özmen ve diğ., 2005).

Yamaç heyelanlarının ve şev kaymalarının insanoğlunun yaşamına etkisi büyüktür. Ülkemiz yer kabuğunun özel bir coğrafyasında bulunduğu için, engebeli topografyası ve büyük çaplı proje ve uygulamalar ile beraber bu afetlerden payını almaktadır (Dolu, 2019). Yani yamaç heyelanlarının ve şev kaymalarının yaygın bir şekilde görülmesi ve sonucunda büyük zararlara mahal vermesi, ülkemizin doğal özellikleri ile birlikte sosyoekonomik yapısından da kaynaklanmaktadır (Öztürk, 2002).

Doğal afet bakımından dünya risk raporlarında en riskli 12. ülke olarak yer alan ülkemizde, 2016 yılında meydana gelen hasara ve can kaybına yol açan afet türlerine bakıldığında; % 25 ile sel, % 22 ile şiddetli fırtınanın hemen ardından % 20 ile heyelan en büyük can ve mal kaybına yol açmaktadır (Ersoy ve diğ., 2017).

Ülkemizde 1 Ocak 1950 - 1 Haziran 2018 tarihleri arasında toprak kayması ve heyelanın 23 bin 41 kez meydana geldiği görülmektedir. Trabzon 1517 heyelanla ilk sırada yer alırken, Trabzon'u bin 319 heyelanla Rize, 939 toprak kaymasıyla Erzurum ve 913 heyelanla Giresun izlemiştir. 1950'den bugüne kadarki 23 bin 41 heyelanın yaklaşık yüzde 21' i bu dört ilde meydana gelmiştir. Kastamonu 768, Artvin 765, Bingöl

693, Malatya 688, Sivas 666 ve Erzincan 622 toprak kaymasıyla listenin üst sıralarında yer almıştır. Kırklareli, Edirne, Tekirdağ, Kırşehir, Mardin, Şırnak, Kilis, Şanlıurfa, Uşak, Ardahan, Bilecik, İstanbul ve Eskişehir ise heyelanın en az yaşandığı iller olarak kayıtlara geçmiştir. Söz konusu tarihler arasındaki veriler göz önünde alındığında bu illerde bir yılda meydana gelen heyelanların ortalamasının birden az olduğu görülmektedir (AnadoluAjansı, 2019). Heyelanların büyük kayıplara yol açması ve yaygın görülmesiyle beraber mühendislerin göze almak zorunda kaldığı risklerin büyüklüğü de düşünüldüğünde konunun ülkemiz açısından ne kadar önemli olduğu anlaşılmaktadır.

Ülkemizde heyelan çalışmaları, Türk ve yabancı mühendislerin 1945 yılında çeşitli geoteknik incelemeleriyle başlamıştır. Fakat 1998 yılında Maden Tetkik Ve Arama Genel Müdürlüğü tarafından Türkiye Heyelan Envanteri Projesi başlatılan ilk büyük ölçekli çalışmadır. Depreme dayanıklı yapıların projelendirilmesi üzerine günümüzde, TSEN 1998-1 standardı yönetmeliklerde bulunmaktadır. Bu standart kapsamında zeminin dayanımları ve özelliklerinin belirlenebilmesi, olası problemlerin ortaya çıkarılması hedeflenmektedir (Dolu, 2019).

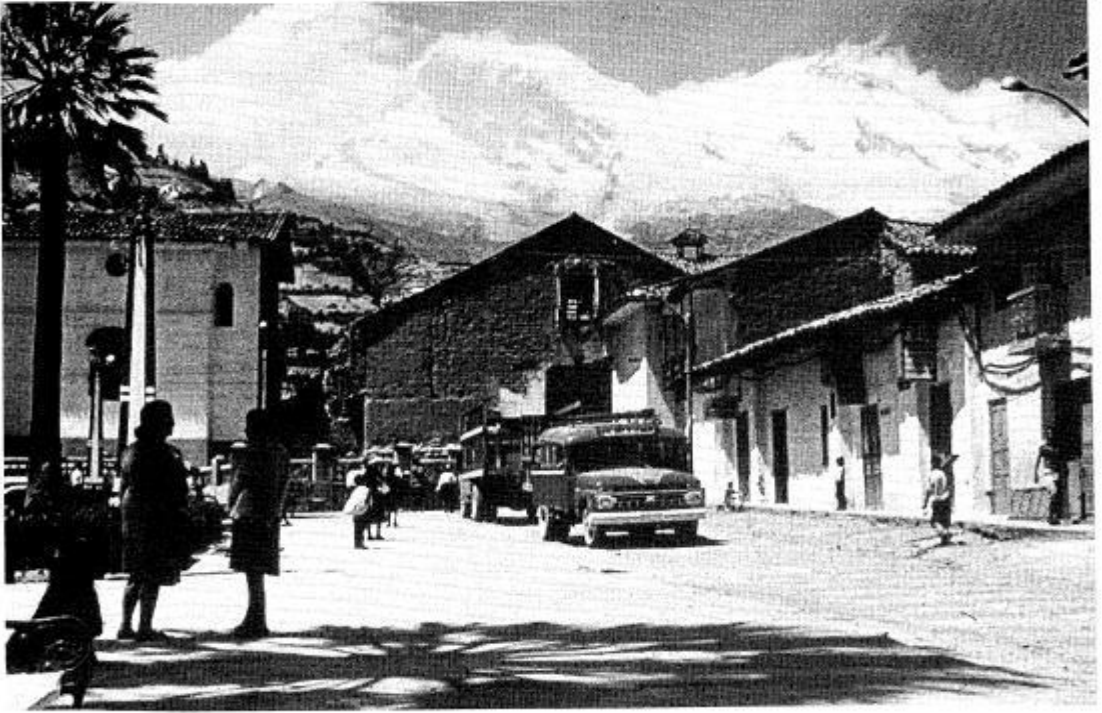
Şev kayması ve yamaç heyelanlarının önemini anlamak için geçmişte yaşanmış şev kayması felaketlerine bakılabilir. 1983’de ABD Thistle’ da gerçekleşen şev kayması sonucu Denver-Rio Grande Batı Demiryolu hattının yanında iki büyük karayolunun yıkımı gerçekleşmiş ve 200 milyon dolar zarara mal olmuştur (Shuirman ve Slosson, 1992). Bu şev kaymasında kayan malzeme dere yatağını tıkamış ve kaydığı kanyonda bir göl meydana getirmiştir (Şekil 2.1) (Schuster, 2008). Bu gölün doğal seti aşındırıp bir sel felaketine sebebiyet vermemesi için göl öncelikle pompalar ile daha sonra ise kalıcı bir tünel ile drene edilmiştir (Coduto, 2006).



Şekil 2.1: 1983 yılında gerçekleşen Utah, Thistle bölgesinde gerçekleşen ve nehir önünde baraj oluşturan heyelan (Schuster, 2008).

Kayıtlarda yer alan en kötü olaylardan biri de 1786 Çin'in Sichuan kentinde meydana gelen, Thistle heyelanına benzer bir heyelandır. Kayıtlara göre bu heyelanda kayan malzeme, nehrin önünü tıkayıp bir baraj oluşturmuştur ve biriken bu su kısa süre içinde barajın üzerinden geçip 100 bin insanın boğularak can vermesine neden olmuştur (Coduto, 2006).

Şev stabilitesi problemleri büyük depremler sırasında da oluşabilmektedir. Depremlerin sebebiyet verdiği heyelanlar, nispeten küçük olsa da büyük heyelanlarda meydana gelebilmektedir. Bu heyelanlardan bazıları birçok yerleşim yerinin toprak altında kalmasına sebep olmuştur (Kramer, 2003). 1970 yılında Peru'da bulunan Yungay Kasabası'nda meydana gelen depremde, 8000 kilometre karelik alanı tamamıyla örten 50 milyon metreküp civarındaki akan malzeme, bir çığ ile başlayıp daha sonra 8.2×10^6 kg ağırlığında bir kaya parçasını içine alarak tahmini 270 km/sa hıza ulaşmıştır. Bu felakette 18000 insan yaşamını yitirmiştir. (Şekil 2.2). Birçok deprem sırasında oluşan heyelanlar, depremin doğrudan verdiği hasarlardan daha fazla olmuştur. 1964 yılında Alaska' da gerçekleşen depremde oluşan hasarın % 56'sı depremin sebep olduğu heyelanlar tarafından oluştuğu rapor edilmiştir. Kobayashi (1981), 1964 ile 1980 seneleri arasında Japonya'da kayda alınan büyük depremler ($M > 6.9$) sırasında can kayıplarının büyük bir bölümünün heyelanlardan kaynaklandığını belirtmiştir (Kramer, 2003).



(a)



(b)

Şekil 2.2: (a) Yungay (Peru) Kasabası'nın 1970 Peru depreminden önceki (a) ve sonraki (b) hali. Aynı palmiye ağaçları iki resimde de görülmektedir (Kramer, 2003).

Torosların kuzey eteklerinde yer alan Isparta ilinin Senirkent ilçesinde 13 Temmuz 1995 tarihinde moloz akması meydana gelmiştir (Şekil 2.3a). Bu afet sonucunda önemli derecede yapısal hasarlar oluşmuş ve 74 kişi yaşamını yitirmiştir. Afet sonrasında inşa edilen beton çevirme duvarları ile ilçeye molozun ulaşması önlenmeye çalışılmıştır (Şekil 2.3b) (Sonsenirkent, 2013).



(a)



(b)

Şekil 2.3: 1995 Senirkent moloz akması ve moloz çevirme kanalı (Sonsenirkent, 2013).

Babadağ ilçesi dik bir yamaç üzerine kurulu olduğundan, ilçede sosyoekonomik durumu olumsuz etkileyen ve halen devam eden yamaç hareketleri görülmektedir. (Şekil 2.4) (Alkaya ve diğ., 2003). Bu konuyla ilgili olarak 1996 yılında başlayan Pamukkale Üniversitesi Mühendislik Fakültesi Jeoloji Mühendisliği Bölüm Başkanı Prof. Dr. Halil Kumsar önderliğinde yapılan çalışmalarda gözlemlere dayanarak, söz konusu hareketin yapılarda önemli hasar ve deformasyonlara sebep olduğu görülmektedir (Hürriyet, 2018).



Şekil 2.4: Şev hareketlerine maruz kalmış olan Babadağ ilçesinin Gündoğdu mahallesi (Alkaya ve diğ., 2003).

Şekil 2.5 – 2.8’ de çeşitli yerlerde meydana gelmiş şev göçmeleri gösterilmektedir (Huvaj, 2017).



Şekil 2.5: Bluebird Canyon - Laguna Beach, California Haziran 2005’ te meydana gelen toprak kayması (Huvaj, 2017).



Şekil 2.6: 2005 yılında Filipinlerde meydana gelen çöp atık depo sahasındaki kayma (Huvaj, 2017).



Şekil 2.7: 2010 yılında Rize’ de meydana gelen toprak kayması (Huvaj, 2017).



Şekil 2.8: Kastamonu-Küre Bakır madeni şev göçmesi (Huvaj, 2017).

2.2 Şev Stabilitesi Terminolojisi

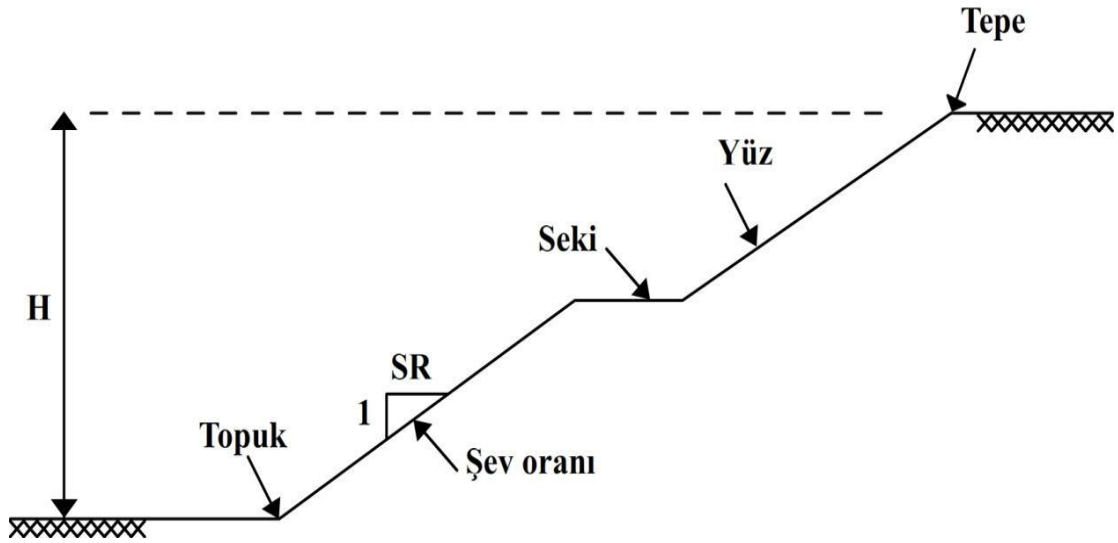
Zemin/kaya yüzeylerinin oluşturdukları eğimli geometrik şekillere şev denilmektedir. Herhangi bir mühendislik uygulaması sonucunda oluşan şeve “kazı veya dolgu şevi” adı verilirken doğa olayları sonucu oluşan şev ise “doğal şev” olarak tanımlanmaktadır. Doğal şevler için “yamaç” terimi kullanılıp, yamaç hareketlerine “heyelan” denilmektedir. Mühendislik uygulamaları sonucunda oluşan şev hareketleri için ise “Kayma”, “Gelme” veya “Göçme” terimleri kullanılmaktadır (Önalp ve Arel, 2004).

Coduto (2006)’ ya göre şev tanımı aşağıda verilmiş olup şevleri tanımlamada kullanılan terminoloji Şekil 2.9’ da gösterilmektedir.

- Şev oranı, şevin dikliğini ifade etmektedir ve şev oranı her zaman yatay/düşey olarak yazılmaktadır. Örneğin, 3/1 lik bir şev için 3 yatay mesafeyi 1 düşey mesafeyi belirtmektedir. Bu durumda 1/3 oranında ki bir şev daha diktir.

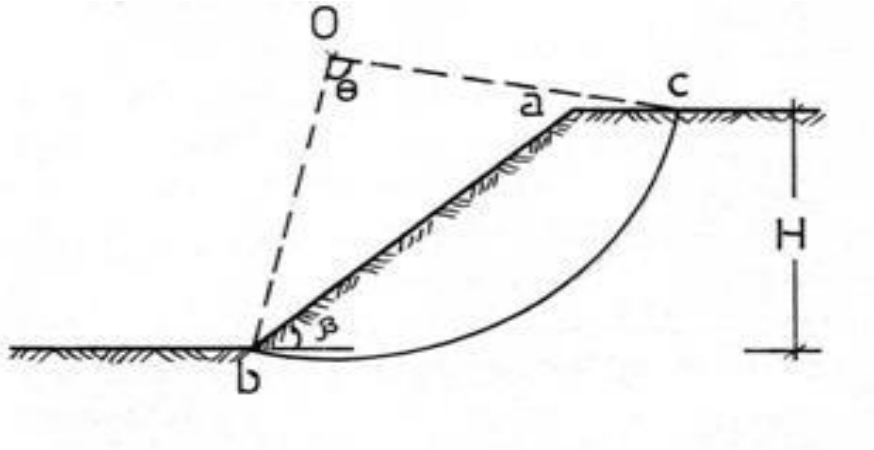
- Şevin tepesi, şev yüzeyinin, düz yüzeyi kestiği en üst noktadır.
- Şevin topuğu, şev yüzeyinin, düz yüzeyi kestiği en alt noktadır.
- Şev yüzeyi, şevin topuğundan başlayarak şevin tepe noktasına kadar olan eğimli yüzeydir.

- Şev yüksekliği, şevin tepesiyle şevin topuğu arasındaki kot farkıdır.
- Palye (seki), herhangi bir malzeme düşmesine karşı önlem almak suretiyle şevi kademelendirmek ve yüzey drenajını sağlamak amacıyla oluşturulan dar ve düz bölgedir. Yarma ve dolgu şevlerinde, şev yüzeyi arasına yapılmaktadır.



Şekil 2.9: Şevleri tanımlamada kullanılan terminoloji (Coduto, 2006).

Şev stabilite analizinde kullanılacak bir diğer parametreler ise Şekil 2.10' da gösterilmiştir (Kara, 1980).



Şekil 2.10: Şeve ait parametreler (Kara, 1980).

H	: Şev yüksekliği
B	: Şev açısı, Eğim açısı
Θ	: Merkez açısı
[ab]	: Şev yüzeyi
(bc)	: Kayma yüzeyi, Kayma dairesi
B	: Şev topuğu
Şev Açısı	: Bir şev yüzeyinin yatayla yaptığı açıdır.
Kritik Şev Yüksekliği	: Bir şevin denge halinde ki maksimum yüksekliğidir.
Kritik Şev Açısı	: Bir şevin duraylılığı bozulmadan verilebilecek maksimum dikliktir.

2.3 Şev Duraylılığına Etki Eden Faktörler

Şevlerde kütle hareketlerinin temel sebebi yer çekimi kuvvetidir. Kütlenin aşağıya doğru hareketi, yer çekim kuvvetiyle beraber, hareketi tetikleyen doğal veya yapay faktörlerden kaynaklanmaktadır. Şev stabilitesi ile ilişkili sorunlara neden olabilecek faktörleri iki kategoriye ayırmak istendiğinde makul olan kategoriler (Akbulut, 2012);

- Kayma gerilmesinin artmasına neden olan faktörler
- Kayma mukavemetinin azalmasına neden olan faktörler

olarak ifade edilebilir.

2.3.1 Kayma gerilmesinin artmasına neden olan faktörler

a. Şev topuğunun aşınması

Akarsuların veya dalgaların şev topuğunda meydana getirdiği aşınma sonucu şevin genel açısının büyümesiyle kayma gerilmesinde artış meydana gelmektedir.

b. Şev üstündeki dış yükler

Şev tepesine doğal (aşırı kar yağışı vb.) veya yapay (yapı) sebeplerle ilave yükler gelmesi sebebiyle kayma gerilmesinde artış meydana gelmektedir.

c. Dinamik yükler

Depremler, çeşitli yeraltı patlamaları ve titreşimli araçlar, kayma gerilmesini arttıran bu etkilere örnek gösterilebilmektedir.

d. Boşluk suyu basıncının artması

Gerilme çatlaklarına dolan sulardan veya yeraltı suyunun yükselmesi sonucu artan boşluk suyu basıncı kayma gerilmesini arttırmaktadır.

2.3.2 Kayma mukavemetinin azalmasına neden olan faktörler

a. Kaya ve zeminlerin litolojik özellikleri

Süreksizliğin; türü, geometrik yapısı, konumu, açıklığı, aralığı, pürüzlülüğü ile malzemenin birleşimi ve yapısının kayma mukavemetine etkisi büyüktür.

b. Bozunma

Kayaçların fiziksel veya kimyasal bozunmaya uğramaları bazen kayma mukavemetini arttırırken, bazen ise kayma mukavemetinin azalmasına sebep olmaktadır (Duncan ve Wright, 2005).

c. Yeraltı Suyu

Zeminlerde yer altı suyunun etkisi boşluk suyu basıncının artmasının yanı sıra içsel sürtünme açısının azalmasına da sebep olmaktadır. Aşırı yağışlar sonrası yükselen yer altı suyu şevler üzerinde olumsuz etkiler oluşturmaktadır.

d. Şişme

Aşırı konsolide ve yüksek derece plastisite özelliği gösteren killer su ile temasları halinde şişerek hacimsel artış gösterirler. Skempton, bu sonucun kayma dayanımında bir azalım meydana getirdiğini tespit etmiştir (Mitchell 1983).

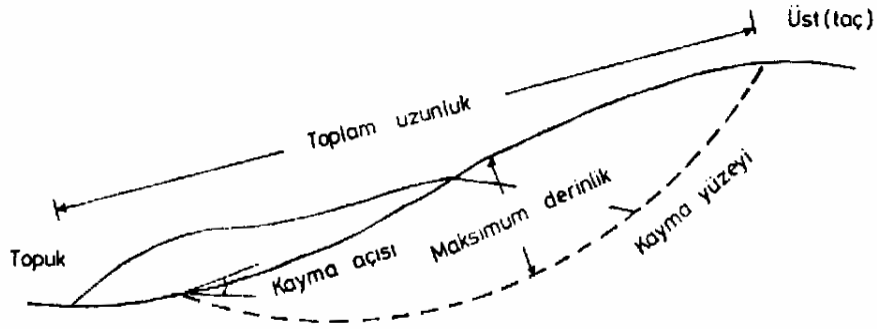
Ayrıca, bitki örtüsündeki değişim, şev üzerinde bulunan kar örtüsünün erimesi, çatlak ve boşluklarda bulunan suyun donması ve erimesi, yamaç dışındaki su yüzeyinde düşme, şevin yan sınırlarındaki erozyon, gölet ve kanallarda sızma, drenaj, su ve atık su borularındaki çatlaklar vb. etkiler şevin duraylılığına etkileyen diğer faktörlerdir (Öz, 2007).

2.4 Şev Hareketlerinin Sınıflandırılması

Geoteknik mühendisliğinde şev hareketleri birçok farklı sınıflandırma ile tanımlanmıştır. Şev stabilitesinin bozulmasına neden olan şev hareketlerinde, hareketin nedeni, hareketin hızı, hareketin biçimi, hareket halindeki malzemenin türü, harekete katılan kütlenin boyutu, hareketin gelişme aşaması, zeminlerdeki su muhtevası, kayma mukavemeti parametreleri (içsel sürtünme açısı ve kohezyon) gibi ve diğer etkilere dayalı birçok sınıflandırma seçeneği mevcuttur (Yalçınkaya, 2019).

Şev hareketlerini sınıflandırılması ile ilgili birçok çalışma mevcuttur. Sharpe (1938), Terzaghi (1950), Skempton (1969) ve Varnes (1978) gibi araştırmacılar bu konuyla ilgili çalışma yapmışlardır (Öz, 2007).

Örneğin; Skempton ve Hutchinson (1969) kayma yüzeyinin derinliği (D) ile boyu (L) arasındaki orana göre bir basit sınıflandırma önermişlerdir (Öz, 2007).



Şekil 2.11: Derinlik/Uzunluk Oranına Göre Sınıflandırma (Skempton,1953).

Şekil 2.11’ de görüldüğü gibi D kayma yüzeyinin maksimum derinliğini ve L ise şevin tepe noktasından topuk kısmına kadar olan maksimum uzunluğu temsil etmektedir. D/L oranına göre sınıflandırma Tablo 2.1’ deki gibidir (Öz 2007).

Tablo 2.1: Şev hareketi sınıflandırması (Skempton-Hutchinson) (Öz, 2007).

Hareket Tipi	D/L (%)
Kaymalar	5.0-10
Akmalar	0.5-3.0
Çökmeler	15-30

Varnes tarafından önerilen sınıflandırma çeşidinde ise şev hareketleri düşme, devrilme, kayma, yayılma ve akma olarak beş kategoride incelenmiştir (Varnes, 1958). Ayrıca birden fazla şev hareketi çeşidini bir arada görmek de mümkündür. Bu sınıflandırma çeşidine ise karmaşık hareketler denmektedir. Ayrıca şev hareketinin meydana geldiği zemin; kaya ise göçme biçiminin önüne kaya, genel olarak iri taneli zemin ise göçme biçiminin önüne moloz, genel olarak ince taneli zemin ise göçme

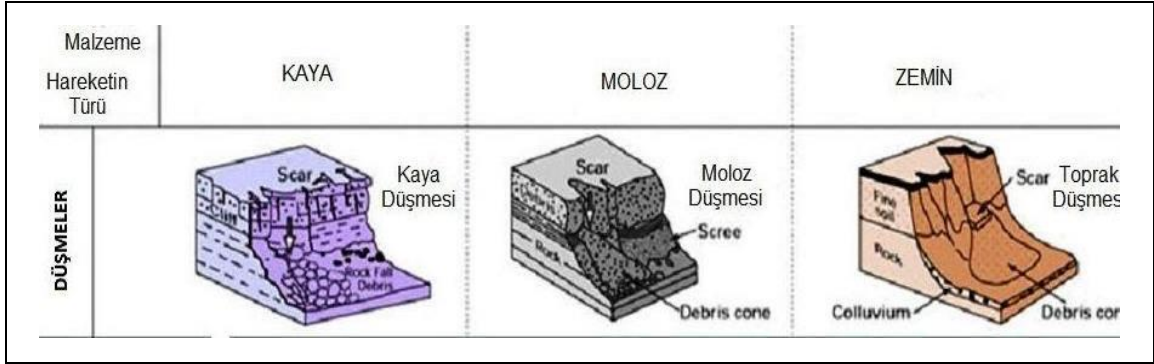
biçiminin önüne toprak terimleri kullanılarak isimlendirme yapıp göçmenin meydana geldiği zemin türünü belirtmek amaçlanmaktadır (Cruden ve diğ., 1993). Şev göçmelerinin sınıflandırması Tablo 2.2’ de gösterilmektedir (Varnes,1978).

Tablo 2.2: Şev göçmeleri için sınıflandırma (Varnes,1978).

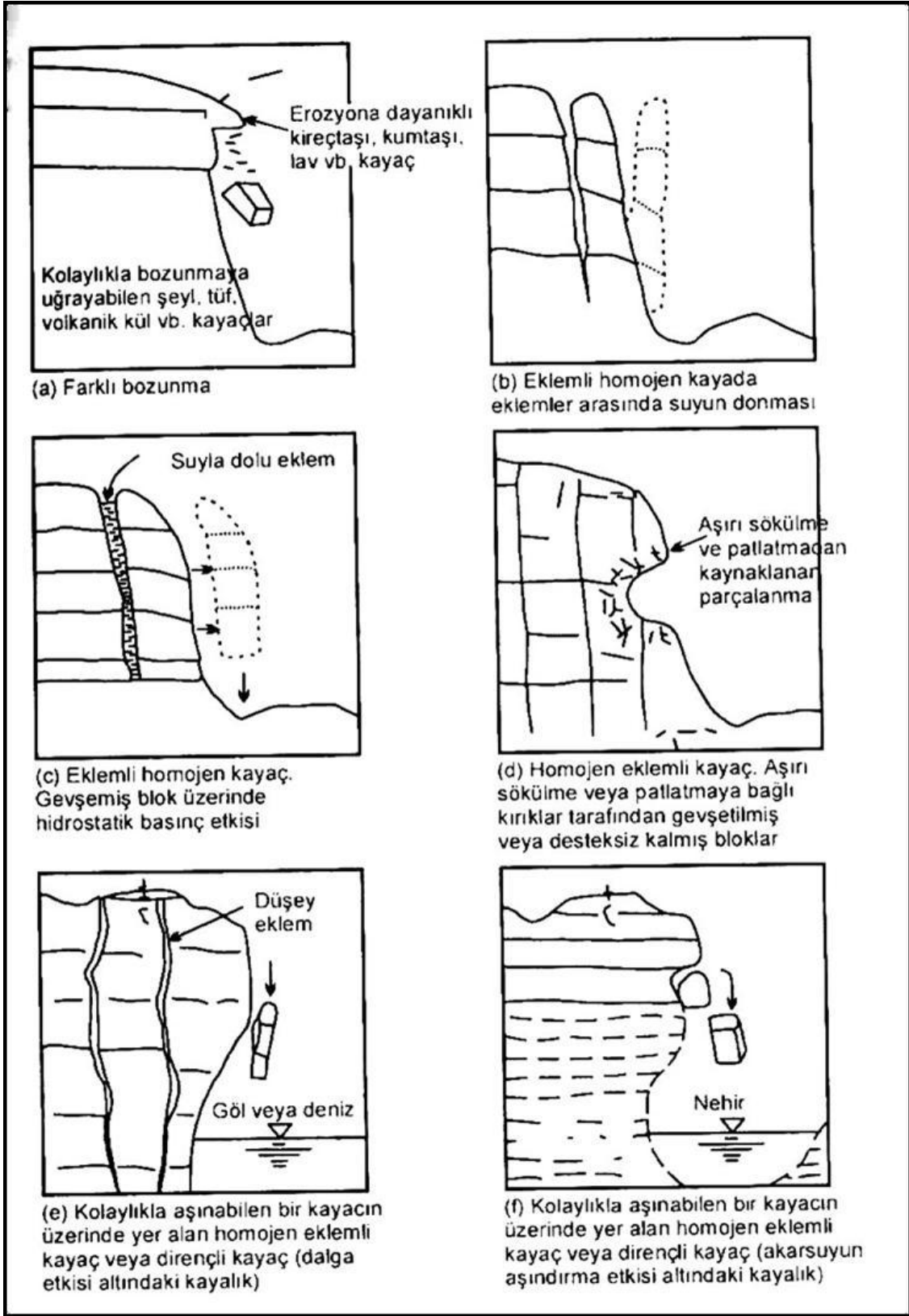
HAREKET TÜRÜ		MALZEMENİN TÜRÜ		
		KAYAÇLAR	ZEMİNLER	
			İri Daneli	İnce Daneli
DÜŞME		Kaya Düşmesi	Moloz Düşmesi	Zemin Düşmesi
DEVRİLME		Kaya Devrilmesi	Molozda devrilme	Zeminde devrilme
AKMA	Yavaş	Kaya Kripi	Moloz Kripi	Zemin Kripi
	Hızlı	Çok Parçalı Kayaç Akması	Moloz Akması	Zemin Akması
KAYMA	Ötelenmeli	Kayada blok türü ötelenme	Zeminde ve molozda blok türü ötelenme	
	Dönel(Dairesel)	Kayada blok türü ötelenme	Zeminde ve molozda dönel kayma	
YANAL YAYILMA		Kaya yayılması	Zemin veya moloz yayılması	
KARMAŞIK		Hareket Türü ve Malzeme Karışık		

2.4.1 Düşme

Düşmeler bir yamaçtan yer çekimi etkisiyle aşağıya doğru hızlı bir şekilde düşen, yol boyunca sıçrayan ve yuvarlanan hatta havada savrulabilen kaya kütlelerinin veya zemin kütlelerinin parçalarından oluşan şev yenilmeleridir (Coduto,2006). Bu tür stabilite bozulmaları, toprak zeminde fisürlerin ayırdığı münferit malzemenin, kaya kütlelerinde ise süreksizlikler sonucu ayrılan blokların, dik eğimli yamaçlardan, yer çekimi etkisi altında herhangi bir makaslama yenilmesi olmaksızın düşmesiyle gerçekleşmektedir (Ulusay, 2008). Düşen malzemenin türüne göre kaya düşmesi, toprak (zemin) düşmesi, moloz düşmesi gibi adlar alabilirler (Şekil 2.12) (Anaçali ve Şirin 2015). Erozyon, buzlanma, su basınçları, ağaç kökleri ve deprem, düşme şeklindeki stabilite bozulmalarını tetikleyen faktörler olarak özetlenebilir (Akçakal,2009). Kaya düşmelerine neden olan süreçler Şekil 2.13’ te gösterilmiştir. (Ulusay, 2001).



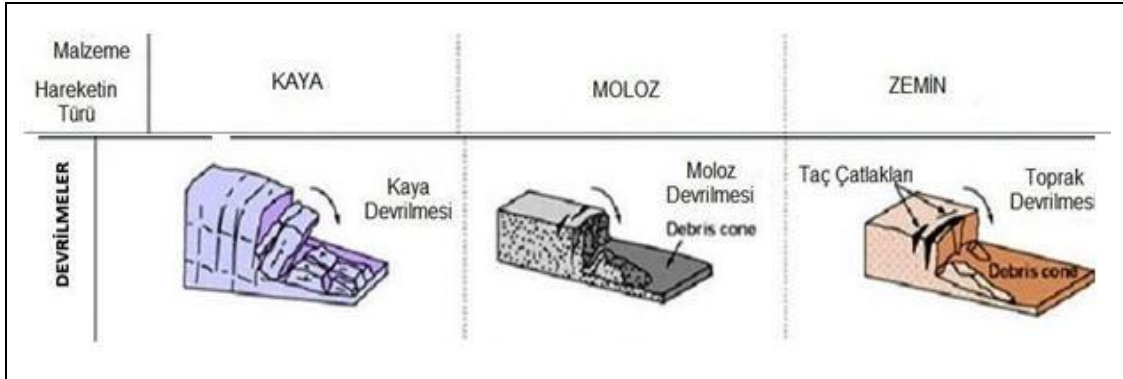
Şekil 2.12: Stabilite bozulmalarında düşme hareketinin sınıflandırılması ve jeolojik görünümleri (Anaçali ve Şirin 2015).



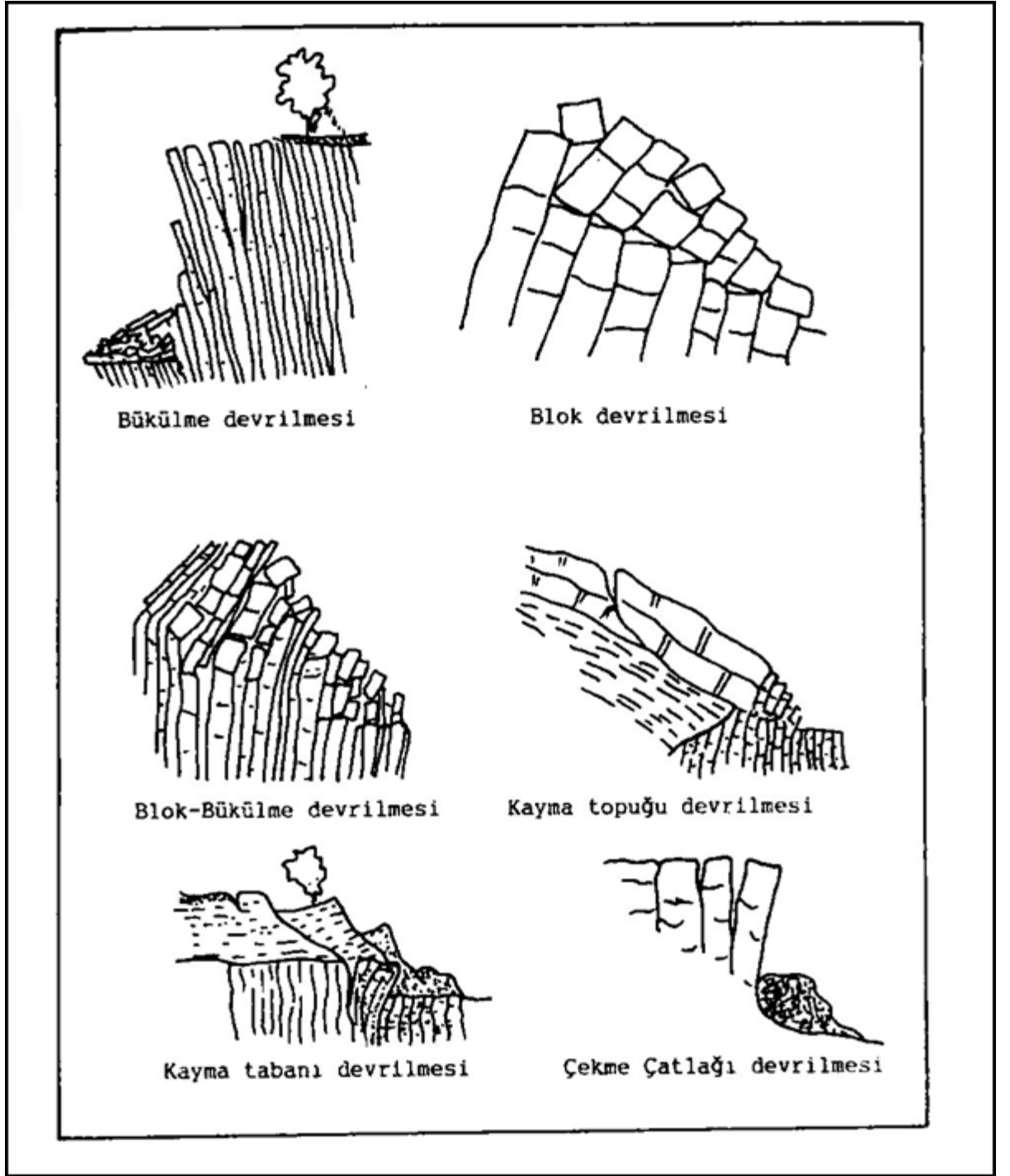
Şekil 2.13: Stabiliteler bozulmalarında kayalar düşmesine neden olan süreçler (Ulusay, 2001).

2.4.2 Devrilme

Devrilmeler genellikle sert kil veya kaya kütlesinin düşey veya düşeye yakın bir eklem bölgesi ya da çatlaktan dönerek uzaklaşması olarak açıklanabilir (Coduto, 2006). Şist ve sleyt türü kayalarda önemli olmakla birlikte diğer tür kayalarda da görülmektedir (Dolu, 2019). Süreksizliğin fazla olduğu yüzeylerde şevin tersi yönde eğimli kolon şeklindeki elemanların domino etkisiyle zemin yüzeylerinden ayrılarak yıkılmaları biçiminde görülür (Şekil 2.14) (Anaçali ve Şirin, 2015). Blokların ankrajlar ile ana kayaya bağlanması veya şev topuğunda ağırlık yapısı yapılması alınabilecek en etkili önlemlerdir (Öz, 2007). Blok devrilmesi, bükülme devrilmesi ve ikisini birlikte içeren bükülme-blok devrilmesi, devrilmenin çeşitleridir (Ulusay,2008). Bu durum Şekil 2.15’ te gösterilmektedir (Goodman ve Bray, 1976).



Şekil 2.14: Şev stabilitesi bozulmalarında devrilme hareketinin malzeme türüne göre sınıflandırılması ve jeolojik görünümü (Anaçali ve Şirin 2015).

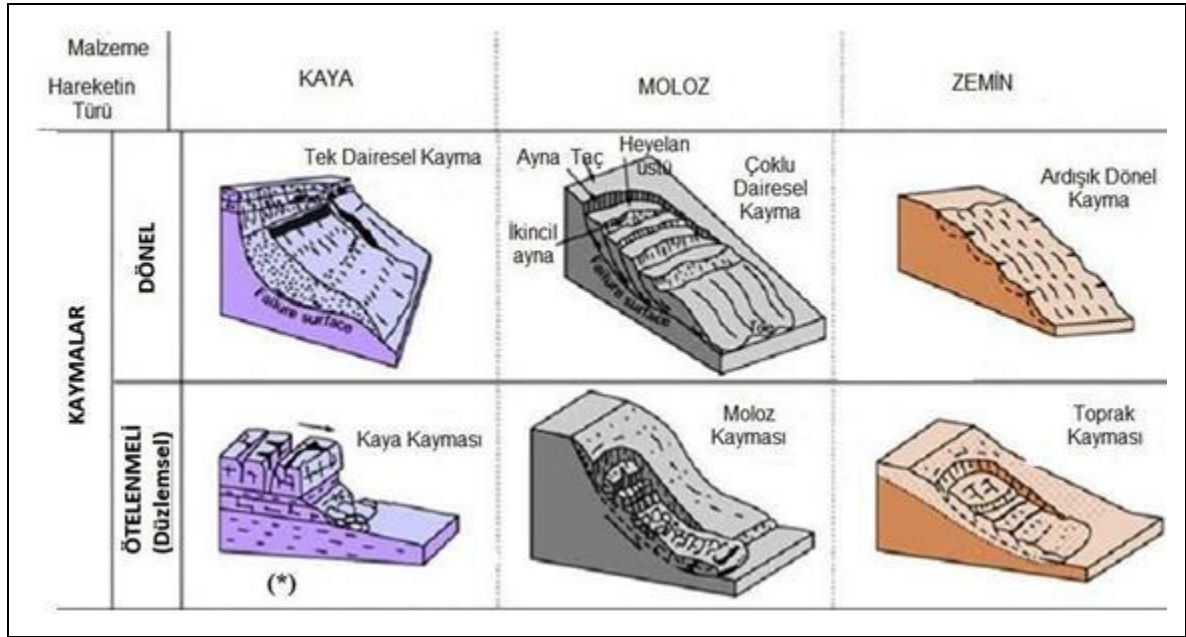


Şekil 2.15: Doğada Görülen Devrilme Çeşitleri (Goodman ve Bray, 1976).

2.4.3 Kayma

Şevdeki stabilite bozulmalarını birçok insan, kayma ve heyelan olarak adlandırırsa da, Varnes kayma terimini yalnızca iyi belirlenmiş bir kayma yüzeyi boyunca aşağıya doğru hareket eden malzemelerin sebep olduğu duraysızlık türü olarak tanımlamıştır (Coduto, 2006). Kayma gerilmesinin, kayma mukavemetinden daha büyük olduğu durumda, şevi oluşturan kütlenin, belirgin bir kayma yüzeyi boyunca makaslanma yenilmesinin etkisiyle dairesel (dönel) veya ötelenmeli hareketi Şekil 2.16’ da gösterildiği gibidir (Anaçali ve Şirin 2015). Kaymanın bir düzlemde gerçekleşmesi halinde kayan kütlede büyük bir deformasyon meydana gelmezken, kayma yüzeyinin eğri olması halinde kayan kütledeki deformasyon büyük olmaktadır (Blong, 1973).

Kayan malzemeler, belirli ölçüde esas özelliklerine bağlı kalmasıyla beraber, kayma halindeyken birbirleriyle etkileşim halinde olduklarından, bozulmalara ve parçalanmalara maruz kalabilmekte ve akmalara dönüşebilmektedir (Çavumirza, 2018).

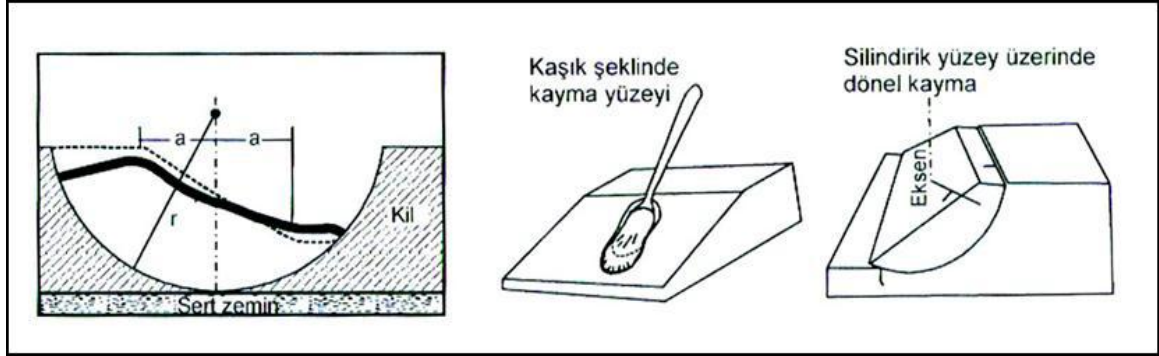


Şekil 2.16: Şev stabilitesi bozulmalarında kayma hareket türünün sınıflandırılması ve jeolojik görünüşleri (Anaçali ve Şirin 2015).

Aşağıda bu göçme çeşidinin türleri sıralanmaktadır:

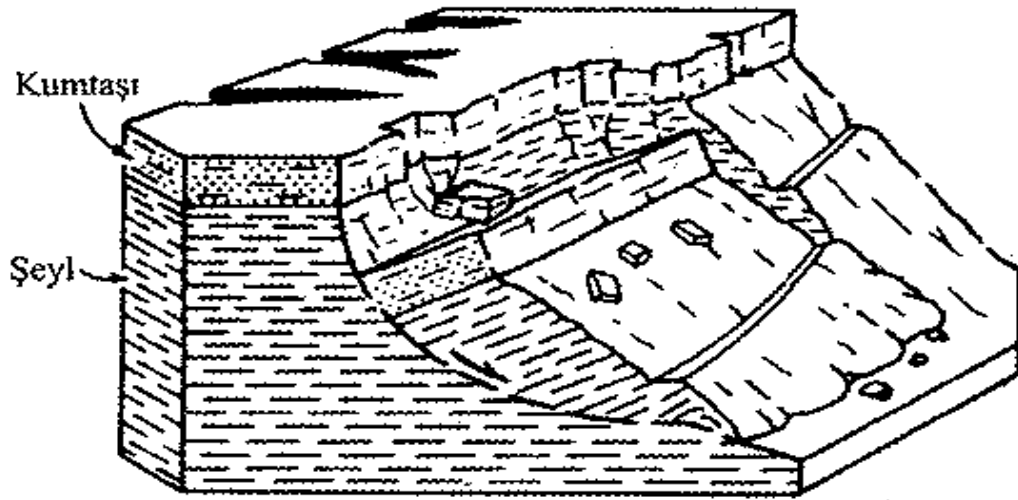
a) Dairesel (dönel) kayma

Dairesel (dönel) kaymalarda, kaşık şeklinde daireSEL silindir yüzeyler boyunca gelişip, hareket sonrasında kayan kütle Şekil 2.17’ de görüldüğü gibi geriye doğru yatmış bir konum kazanır. Kayma, belirgin bir yenilme yüzeyi üzerinde yavaş veya orta derecede hızla meydana gelmektedir (Tekin, 2011).



Şekil 2.17: Dairesel kayma (Tekin, 2011).

Dairesel (Dönel) kayma; Kum, kil, silt, vb. türdeki zeminlerle beraber, ayrılmış kayalarda, akarsu yataklarındaki şevlerde, yol dolgu ve yarmalarında, atık yığınlarında meydana gelir (Şekil 2.18) (Coduto, 2006).



Şekil 2.18: Dairesel kayma (Coduto, 2006).

b) Ötelenmeli Kayma

Stabilite bozulmalarında ötelenmeli kaymalar, düz ya da çok az pürüzlü yüzey üzerinde gelişen ve makaslama yenilmesiyle birlikte, kayan malzemenin kayma yüzeyine paralel olarak şev boşluğuna doğru hareketiyle gelişir (Tekin, 2011). Dairesel kaymalarla kıyaslandığında, ötelenmeli kaymalarda hareket halindeki kütle daha az miktarda deformasyona uğrar ve hareket halindeki tabakanın kalınlığı genellikle uzunluğunun 1/10' u kadardır (Coduto, 2006). Kayma yüzeyinin yeteri kadar eğimli olduğu ve bu yüzeydeki kaymaya karşı olan kuvvetler, kaydırıcı kuvvetleri dengeleyemediği sürece hareket devam etmektedir (Öz, 2007). Kendi içinde, düzlemsel kayma, kama tipi kayma ve çok yüzeyli kayma türleri olarak kısımlara ayrılmaktadır. Bu tür duraysızlık çeşitleri aşağıda tanımlanmıştır (Çavumirza, 2018).

c) Düzlemsel kayma

Düzlemsel kaymalar, eğimi şev eğiminden küçük ve dayanımı daha düşük zayıf bir düzlem üzerindeki kütlenin kayma yüzeyine paralel bir şekilde kazı boşluğuna hareketidir (Tekin, 2011).

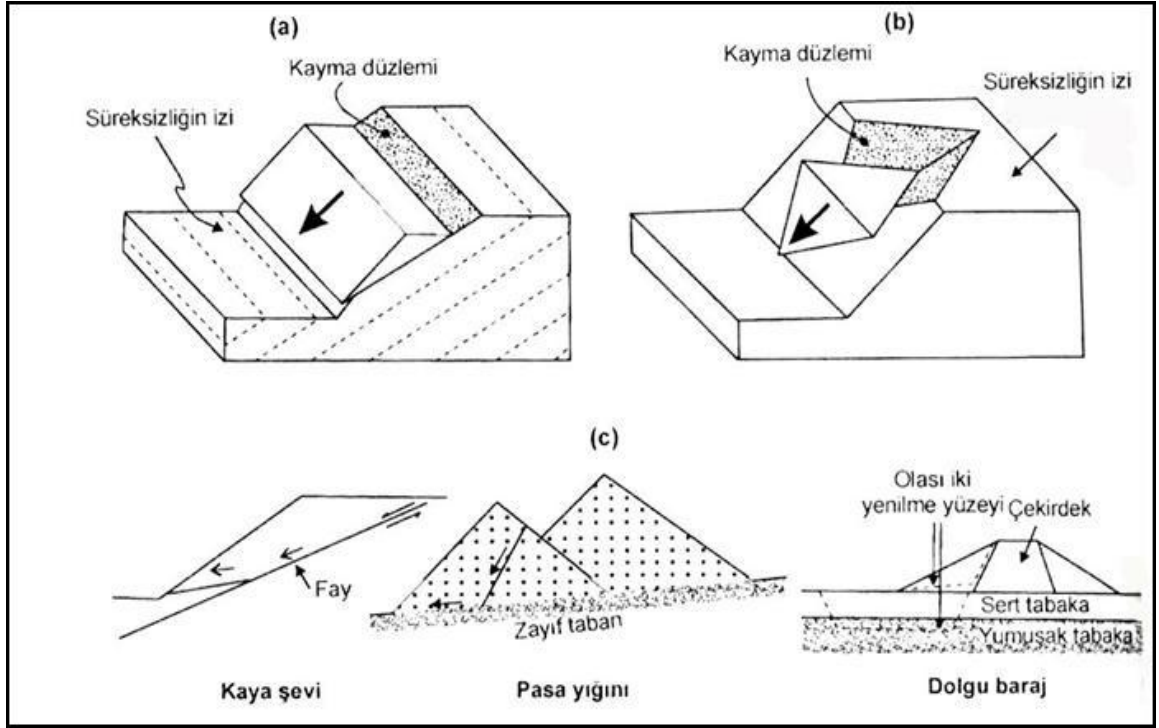
d) Kama türü kayma

Kama türü kaymalar, kesişen iki süreksizliğin meydana getirdiği tetrahedral bir kama bloğunun, eğimi şevin eğiminden daha yatık olan bir kesişme hattı boyunca şev boşluğuna doğru hareket etmesiyle meydana gelir (Ulusay, 1994).

e) Çok yüzeyli kayma

Çok yüzeyli kayma stabilite bozulması, genellikle fay veya tabakalanma yüzeylerinin birleşmesi sonucu birden fazla süreksizlik veya zayıflık yüzeyi boyunca görülür (Ulusay, 1994).

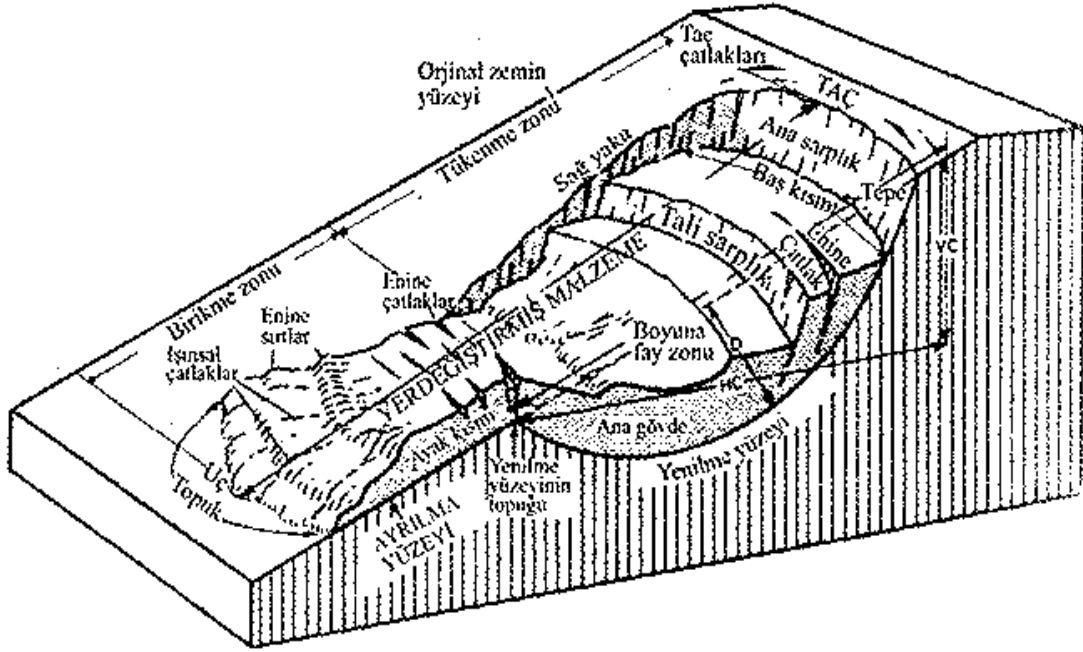
Şekil 2.19' da bazı kayma türleri gösterilmiştir (Ulusay, 2001).



Şekil 2.19: a)Düzlemsel kayma b)Kama tipi kayma c)Çok yüzeyli kaymalar
(Ulusay, 2001).

f) Karmaşık ve birleşik kaymalar

Birleşik kaymalar, dönel kayma ve ötelenmeli kayma arasında bir şekle sahiptir. Şekil 2.20’ de gösterilen karmaşık ve birleşik kaymalar ise, dönel kayma ve ötelenmeli kayma gibi duraysızlık tiplerini bir arada içeren hatta akma gibi yenilme türlerinin de görülebildiği duraysızlık şeklidir (Coduto, 2006).



Şekil 2.20: Akma özellikleri de bulunduran karmaşık kayma (Coduto, 2006).

2.4.4 Yayılma

Yayılmalar, zayıf bir zemin tabakasındaki göçmelerin etkisiyle, üstteki daha sağlam tabakalarda meydana gelen ayrılmaların oluşturduğu bir genişleme hareketidir.

Zayıf ve suya doymun olan kum tabakalarının deprem anında sıvılaşmasıyla veya yüksek gözenek suyu basıncının etkisiyle bu duraysızlık türü meydana gelebilir. Genellikle orta eğimli yamaçlarda oluşan ve akarsu kenarlarına kadar devam eden bir göçme biçimidir. Geniş alanları etkiledikleri için ortaya çıkardıkları hasarlar büyük boyutlara ulaşabilmektedir (Coduto, 2006).

Hiçbir dinamik etkiye maruz kalmayan yanal yayılmaları da görmek mümkündür. Bu tür yayılmalarda, kayma yenilmesi ve çekilme çatlaklarının meydana getirdiği etkiyle yanal yönde yavaş bir hareket söz konusudur ve hareket hızı yılda 10 mm ile 25 mm arasında değiştiğinden hareket, başlangıcından uzun bir süre sonra ancak

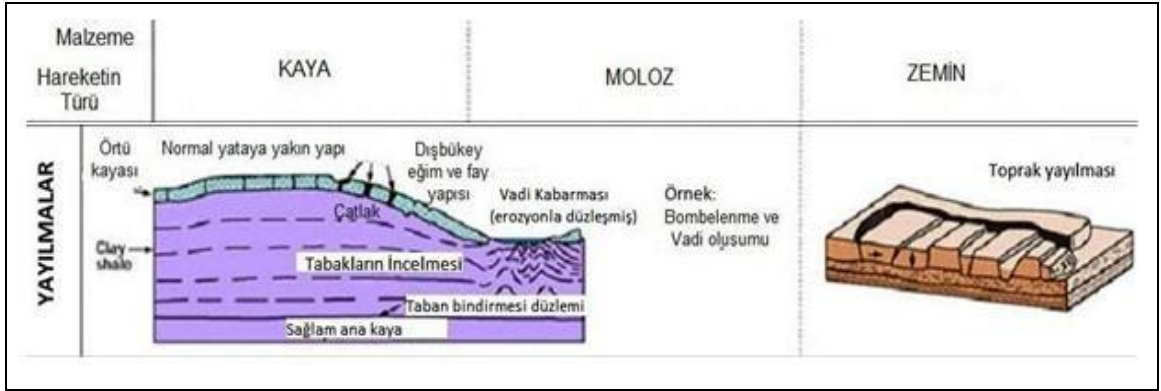
belirgin bir şekilde gözlemlenebilir (Ulusay, 2008). Duraysızlıklarda yayılma hareketi türünün sınıflandırılması Şekil 2.21’ de gösterilmektedir (Anaçali ve Şirin 2015).

a. Yanal kaya yayılması

Yanal kaya yayılması türü duraysızlıklarda, yayılan malzeme bloklu olup ve altında kil gibi dayanımı düşük malzeme yer alır. Bloklu kütlenin zayıf dayanımlı kütle üzerinde yavaş bir hızla şev boşluğuna hareket etmesiyle gelişir (Akbulut,2012).

b. Yanal zemin yayılması

Yanal zemin yayılması, kil gibi kayma dayanımı çok düşük malzeme içinde rijit-eklemlili kaya kütlelerinin eğim yönünde hareketiyle meydana gelir (Akbulut,2012).



Şekil 2.21: Duraysızlıklarda yayılma hareketi türünün sınıflandırılması ve jeolojik görünüşleri (Anaçali ve Şirin 2015).

Yanal kaya yayılmasında üstte süreksizlik ihtiva eden kaya kütlesi ve bu kütlenin altında düşey devamlılığı olan killi birim vardır. Yanal zemin yayılmasında ise kaya kütlesi kil içinde yüzen bir blok konumundadır (Akbulut,2012).

2.4.5 Akma

Şevi oluşturan konsolide olmamış malzemelerin kıvamlı bir akışkan sıvı gibi şev düzlemi boyunca aşağı doğru hareketi, akma yenilmesi olarak tanımlanmaktadır (Ulusay, 2001). Genellikle zeminin suya doymun hale gelmesi ve boşluk suyu

basıncındaki artış dengenin bozulmasına sebebiyet verir (Öz, 2007). Öncesinde tahmin edilmesi zordur. Kayma duraysızlığında, belirli bir kütle belirli bir kayma yüzeyi boyunca hareket oluştururken, akmalarda ise kütleler karmaşık bir deformasyon göstererek şev düzlemi boyunca hareket oluştururlar. Şev duraysızlık türleri içinde en tehlikeli ve yıkıcı sonuçlar doğuran akmalar uzun mesafeler kat edebilirler (Coduto, 2006). Akma duraysızlıkları meydana geldiği bölgede geniş alanları ilgilendirip genellikle büyük deformasyonlar oluşturduğundan büyük hasara neden olur ve çoğu kez kastastrofik sonuçlar doğurabilirler (Ulusay, 2008). Viskoz bir sıvı gibi akan zemin önüne çıkan ağaç, kaya, araba ve yapılar gibi birçok çeşit nesneyi de kendisiyle birlikte sürükleyebilir (Dolu, 2019). Akmalar denge halini alabileceği düşük eğimli şevlere ulaşıncaya kadar devam eder (Öz, 2007). Malzemelerin sahip olduğu özelliklere göre akan malzemenin hızı değişmektedir (Çavumirza, 2018). Kil ile kuru kumlardan moloza kadar birçok malzemede akma gerçekleşebilir. Malzemenin türü ve yapısına göre çamur veya moloz akması olarak tanımlanırlar (Ulusay, 2001). Malzemenin hızına göre, yavaş akma (krip) başlığı altında da incelenmektedir (Akbulut, 2012). Bazı akma türleri Şekil 2.22’ de gösterilmektedir (Ulusay, 2001).

a) Çamur Akması

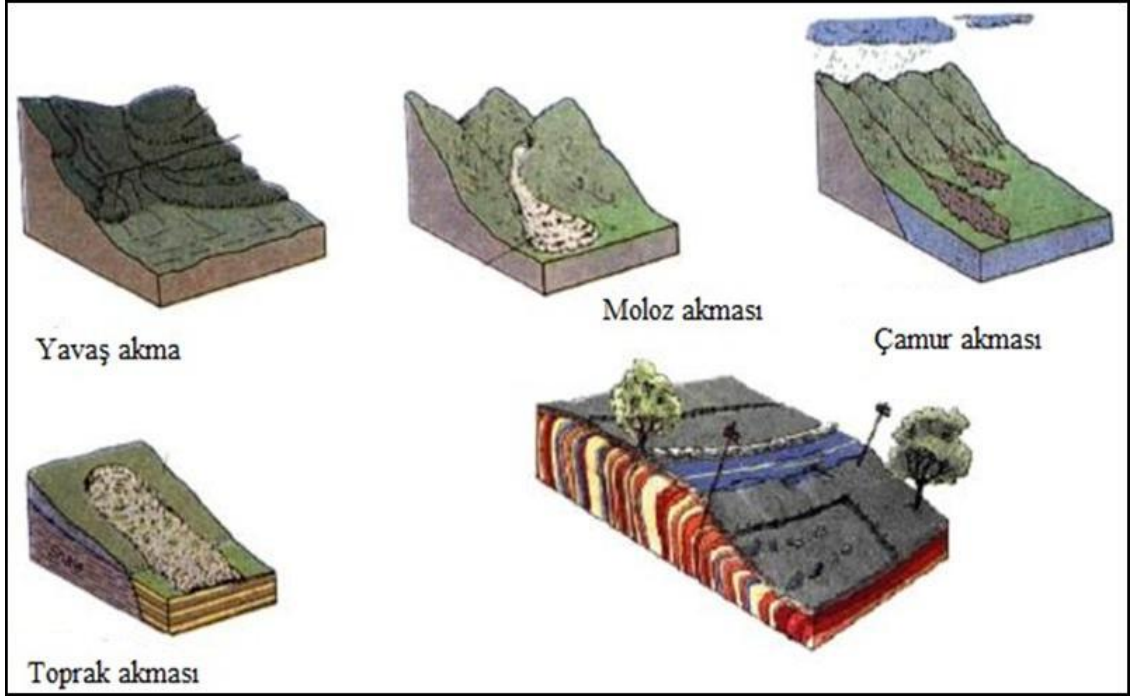
Hızlı bir akma türüdür. Özellikle aşırı yağıştan sonra kum, silt, kil türü gibi ince malzeme çamur akmalarını meydana getirmektedir (Akbulut, 2012).

b) Moloz Akması

Moloz akmasının, çamur akmasından farkı tamamıyla tane boyutuyla ilgilidir. Aşırı yağışlardan sonra yamaçlardaki molozların aşağı doğru hareketiyle meydana gelmektedir. Çamur akmasındaki malzeme genelde ince malzemedir oluşurken moloz akmasındaki malzemenin yarısından fazlası kum boyutundan büyüktür. Moloz akmasındaki malzemenin ağırlığının büyük bir bölümünü katı maddeler oluşturmaktadır. Hareket eden malzeme taze dökülmüş beton kıvamındadır (Akbulut, 2012).

c) Krip (Yavaş Akma)

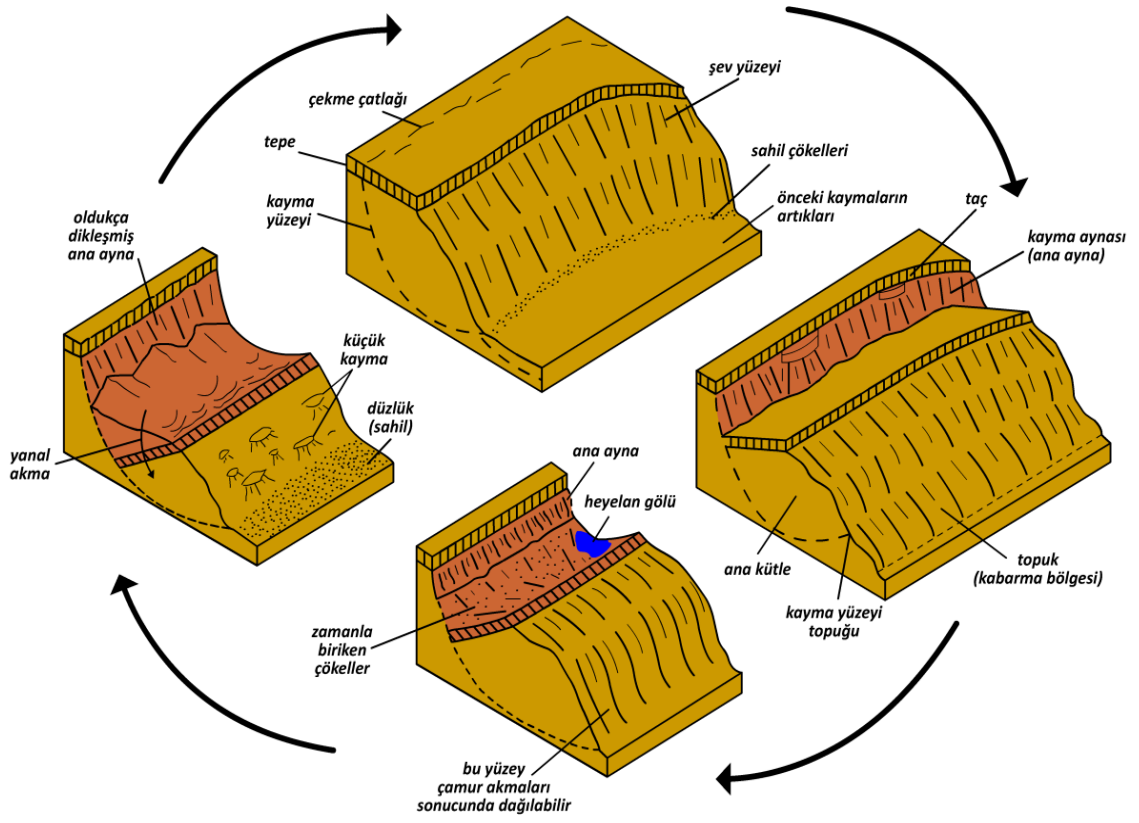
Şevlerde, yüzeysel kısmın sürekli ve çok yavaş olarak aşağıya doğru hareket etmesi olayıdır. Yer çekiminin etkisiyle, şev yüzeyinde ki malzemenin kar, yağmur, don ve ısı etkisi gibi iklimsel olaylarla beraber, bitki köklerinin büyümesi ve oyucu hayvanlardan dolayı meydana gelmektedir (Akbulut, 2012).



Şekil 2.22: Bazı akma türleri (Ulusay, 2001).

2.4.6 Karmaşık hareketler

İki veya daha fazla yenilme türünün bir arada görüldüğü şev hareketleridir. Kayma sırasında, şev yüzeyinde akmaların gözlenmesi örnek olarak gösterilebilir (Şekil 2.23) (Bromhead, 1986).



3. ŞEV STABİLİTESİ ANALİZLERİ

Şevlerin stabilite analizleri ile ilgili birçok yöntem mevcuttur. Bu yöntemlerin kendi aralarında farkları olsa da hepsi kritik kayma yüzeyindeki kütlenin dengesini araştırmaktadır (Çavumirza, 2018). Geoteknik mühendisleri şev stabilitesi sorunlarını incelerken çalışmalarında, arazi, laboratuvar ve matematiksel yöntemleri bir arada kullanmaktadır. Bir önceki bölümde bahsedildiği gibi şev stabilitesi pek çok faktörden etkilenir. Bu sebeple şev stabilitesinin değerlendirilmesinde, mevcut durum ile birlikte, olması muhtemel koşullar bu analizlerde göz önünde bulundurulmalıdır. Gözlemsel analizlerin daha az işe yaradığı düşünülmemelidir. Stabiliteye etkiyen birçok parametre var olduğundan ve problemin büyük olduğu kadar önemli olduğu da düşünüldüğünde konunun her yönüyle incelenmesi gerektiği aşıkardır ve sadece sayısal analizleri kullanmamak gerekmektedir (Coduto, 2006). Sonucun sayısal ve kesin olduğu varsayılan deterministik yöntemlerle kayma problemlerinin çözümüne ulaşmakla beraber, zeminin özellikleri, jeolojik koşullar ve çevre şartlarının değişken olduğu varsayılarak istatistiksel-gözlemsel ve olasılık teorisine dayalı (probabilistik) yöntemlerle de kayma probleminin çözümüne ulaşılabilir (Önalp ve Arel, 2004).

Tüm bu şev stabilite yöntemlerindeki amaç güvenli ve ekonomik yoldan çözüme ulaşmaktır.

3.1 Tarihte Şev Duraylılığının İncelenmesi

Zemin mekaniğinde heyelan sorununu inceleme yöntemlerinin temeli 18. yüzyıla dayanmaktadır. Coulomb 1773 yılında zemin mekaniğinde önemli çalışmalar yapmıştır. Coulomb' un bu çalışmalarında geliştirdiği önemli kavramlardan biri daneli ve kohezyonlu zeminler için, kohezyon ve sürtünme açısıdır. Coulomb' un zemin mekaniği açısından keşfettiği yeniliklerden biri de zeminin bütün kütlesi içinde, sadece bir noktadaki gerilme durumunu incelemeyip, tamamıyla bir kayma kamasının stabilitesini incelemiş olmasıdır. Coulomb' un bu çalışmalarında stabilitenin sağlanması; zeminin ağırlığı, kayma yüzeyine etki eden kuvvetler ve kaymaya karşı

koyan tepki kuvvetleri ile sağlanmaktadır. Günümüzde bu tip çalışmaların temeli Coulomb' un kayma yüzeyi kabulüne dayanmaktadır. Ayrıca 1856 yılında Rankine, 1886 yılında ise Culmann zemin kütlesinin stabilitesiyle ilgili çalışmalar yapmıştır (Tekin, 2011).

Büyük yol ve kanalların yapımlarında heyelan sorunu daha da önem kazanmıştır. Fransız mühendis Collin, bu sorunu ele alarak şev kaymalarının eğri bir yüzey boyunca meydana geldiğini söylemiştir. 20. yüzyılın başlarında İsveç ve Almanya' da yol ve demiryolu yapımında meydana gelen büyük çaptaki şev kaymaları, Amerika' daki baraj yıkılmaları ve Panama kanalındaki heyelanlar mühendislerin bu konuya dikkatlerini çekmiştir (Çamlıbel, 1982).

Heyelanların sonucunda maddi zararların büyük boyutlara ulaşması ile 1913 yılında İsveç'te Stateus Jarnagars Geotekniska Comission ile Amerika'da Society of Civil Engineers gibi kuruluşlar heyelan sorununu incelemek amacıyla oluşturulmuştur. Heyelan sorununu inceleyen bu kuruluşlar araştırmaları sonucunda bazı yöntemler önermişlerdir. Bu araştırmalarda ortaya çıkan önemli bir çalışma olarak 1955 yılında K. E. Peterson' un kayma yüzeyinin dairesel silindir olduğunu söylemesidir (Tekin, 2011).

Ayrıca Fellenius 1927 yılında bir şev stabilize yöntemi geliştirmiştir. Daha sonra Terzaghi' nin zemin mekaniğinde geniş boyutlara varan çalışmalarından faydalanan araştırmacılar, heyelan problemini daha ayrıntılı bir şekilde incelemişlerdir. Rendulic ise incelemeleri sonucunda kayma yüzeyini logaritmik spiral olarak kabul etmiştir. Daha sonra Taylor ise bütün bu çalışmaları kapsayan ve birbirleriyle karşılaştıran bir makale yayınlamıştır (Tekin, 2011).

“Dilim Yöntemi”nde ihmal edilen yanal kuvvetler, bu çalışmaların akabinde yapılan çalışmalarda hesaplara dahil edilmeye başlanmıştır. Janbu, Bishop, Morgenstern ve Price bu konu ile ilgili çalışmalar yapmıştır (Skempton, 1964). Bu çalışmalardaki amaç, uygulama sınırlarının genişletilmesi için bir yönden analiz yöntemlerini geliştirmek, bir yönden de laboratuvar yöntemlerinin geliştirilmesidir. Skempton ve Bjerrum bu alanda başarılı sonuçlara ulaşmıştır.

Tüm mevcut çalışma ve çözümlemelere rağmen şev kaymaları ve heyelanlarla ilgili çalışmalar sürmektedir. Bu çalışmaların sonucunda kayma yüzeyinin belirlenmesinde, Dilim Yöntemi ile ϕ sürtünme dairesi birbirine yaklaşık sonuçları vermektedir. Bu yöntemler içinden herhangi biriyle yapılan çözümlemelerde güvenlik sayısının büyük bulunmasına karşın, uygulamalarda heyelanlara yine de rastlanılmaktadır. Bu ise konunun mühendisler için hala incelenmesi gerektiği ile beraber son derece önem arz ettiğini ortaya koymaktadır.

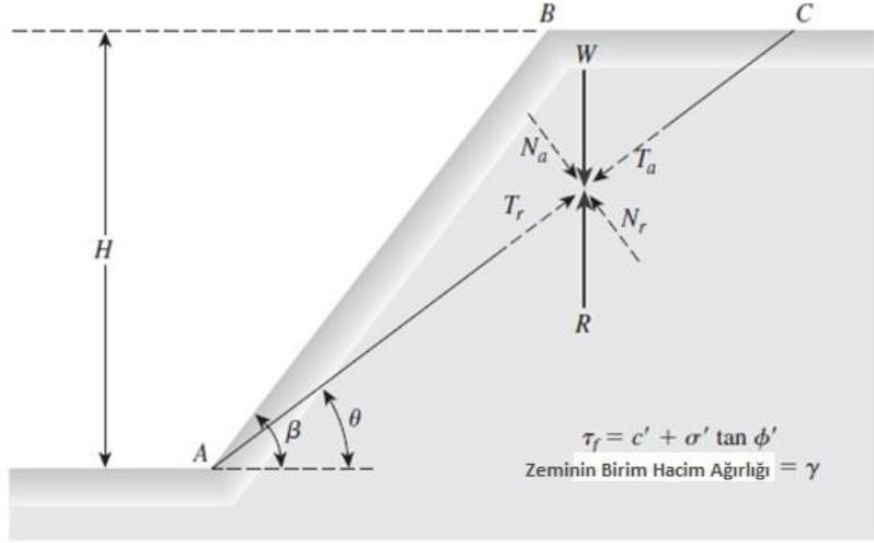
Günümüzde ise gelişen bilgisayar programları ile birlikte limit denge yöntemi ve sonlu elemanlar yöntemi gibi yöntemler kullanılarak daha kısa zamanda, daha fazla sayıda analiz yapılmaktadır. Ayrıca bu bilgisayar programları sayesinde zeminin bilinmeyen parametrelerini geniş bir aralıkta inceleyerek daha sağlıklı sonuçlara ulaşmak mümkündür.

3.2 Limit Denge Analizleri

Limit denge analizleri şev problemlerinin çözümünde yaygın bir şekilde kullanılmaktadır. Limit denge analizleri meydana gelecek şev deformasyonları ile ilgili herhangi bir bilgi vermezler. Bu analiz yönteminde kaymanın belirli bir yüzey boyunca gerçekleştiği kabulü yapıp daha sonra kayan kütle bütünüyle veya dilimlere ayrılarak, kayma yüzeyi boyunca meydana gelen gerilmeler ile kayma mukavemeti karşılaştırılır (Akçakal, 2009). Bu karşılaştırma birden çok potansiyel kayma yüzeyi boyunca yapılır ve bulunan en düşük katsayı, o şevin güvenlik sayısı kabul edilip, bu katsayı mevcut kayma mukavemetinin denge halini sağlaması için gerekli olan kayma gerilmesine oranıdır (Kramer, 2003). Bu yöntemlerden bazıları aşağıda tanımlanmıştır.

3.2.1 Culmann Yöntemi

Culmann yöntemi Şekil 3.1' de görüldüğü üzere, kaymanın düz bir kayma yüzeyinde gerçekleşmesi kabulüyle problemin analitik şekilde tahkikine dayanır (Das, 2006).



Şekil 3.1: Culmann yöntemi ile analiz (Das, 2006).

Kritik kayma açısı (Q_k) :

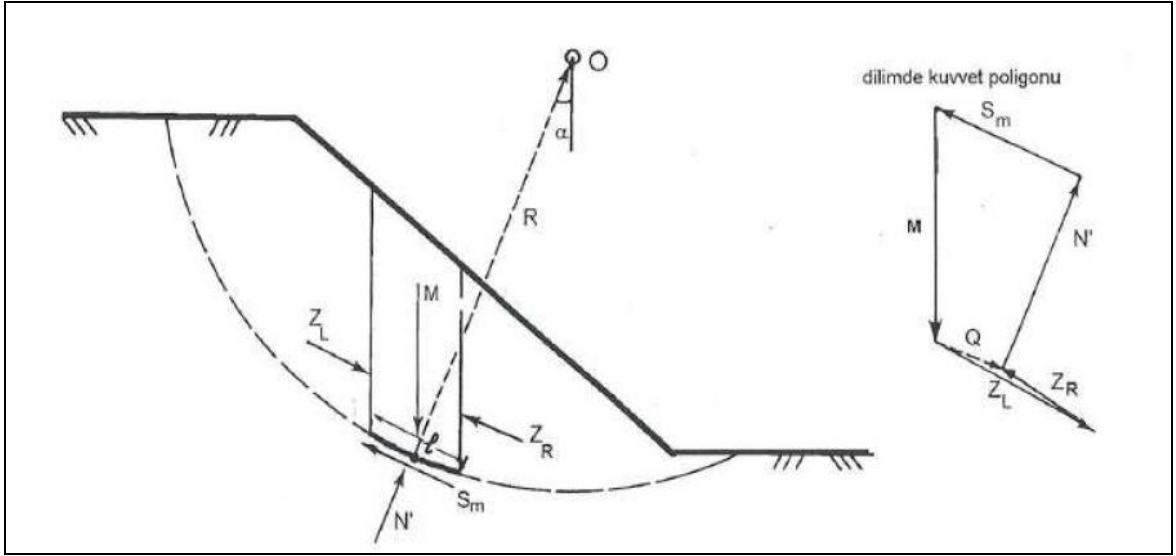
$$Q_k = \frac{\beta + \phi'_d}{2} \quad (3.1)$$

Kritik kazı yüksekliği (H_k);

$$H_k = \frac{4c'_d}{\gamma} \cdot \left[\frac{\sin \beta \cdot \cos \phi'_d}{1 - \cos (\beta - \phi'_d)} \right] \quad (3.2)$$

3.2.2 Fellenius Yöntemi

Fellenius yöntemi, düşey yönde kayma dairesinin dilimlere ayrılarak incelendiği ve bu tekniğin kullanıldığı ilk yöntemdir (Şekil 3.2) (Önalp ve Arel, 2004). Yenilme yüzeyi dairesel kabul edilip, dilimler arası kesme ve normal kuvvetler ihmal edilir. Dilim ağırlığı, dilim tabanına dik ve dilim tabanına paralel yönlerdeki bileşenlerine ayrılır ve dilim tabanına dik olan kuvvet, kaymaya karşı koyan kuvvettir ve kayma mukavemeti hesaplamalarında kullanılır. Dilim tabanına paralel kuvvet ise kaydırıcı kuvvettir. Daha sonra moment dengesinden güvenlik sayısı elde edilir (Tekin, 2011).



Şekil 3.2: Bir dilime etkiyen kuvvetler ile dilimdeki kuvvet poligonu (Önalp ve Arel, 2004).

Güvenlik Sayısı;

$$G_s = \frac{\sum [c' l + (M \cos \alpha - u_w l) \tan \phi']}{\sum M \sin \alpha} \quad (3.3)$$

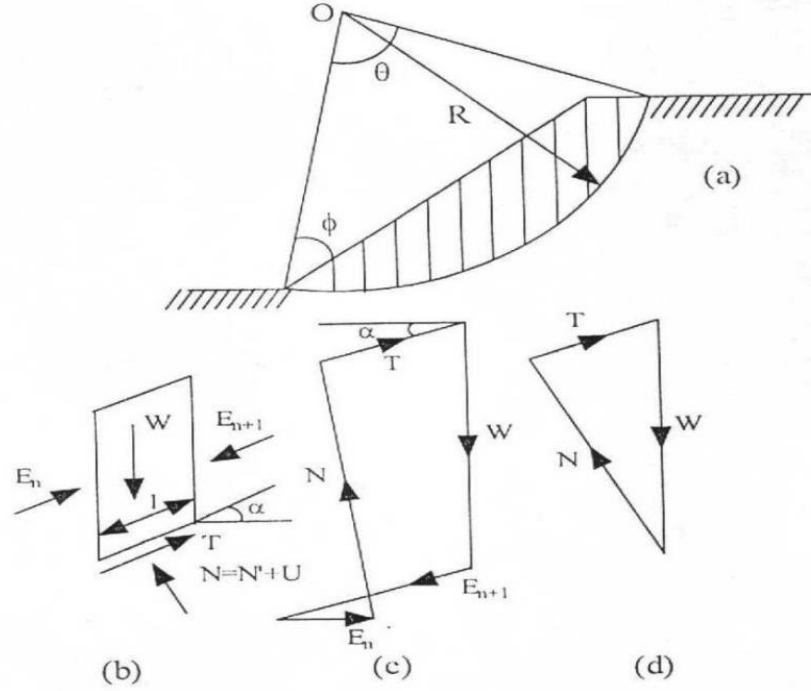
Bu yöntemde ortamdaki boşluk suyu basıncının arttığı ve şevin yatık olduğu durumlarda basitleştirici kabuller nedeniyle ortaya çıkmakta olan hataların arttığı söylenebilmektedir (Önalp ve Arel, 2004).

3.2.3 Bishop Yöntemi

Fellenius yönteminin eksiklikleri, Bishop tarafından ilk defa ortaya konulmuş ve geliştirilmiştir (Tekin, 2011). 1954 yılında Bishop tarafından geliştirilen bu yöntemde dairesel kayma yüzeyinde moment ve kuvvet denge koşulları sağlanmaya çalışılmıştır. Çözümün uzun ve karmaşık olması sebebiyle uygulamalarda genellikle sadeleştirilmiş bishop yöntemi kullanılmaktadır (Önalp ve Arel, 2004).

Fellenius tarafından göz önünde bulundurulmayan dilimler arası normal kuvvet bu yöntemde göz önünde bulundurulmuştur. Fakat dilimler arası kesme kuvveti ihmal

edilmiştir (Çavumirza, 2018). Dilim kütle vektörünün, dilim tabanının tam orta noktasına etki ettiği varsayılmaktadır ve dilim altındaki normal kuvvetin etki ettiği nokta hesaba katılmamaktadır (Sarma, 1979). Bishop yöntemi dairesel kayma yüzeyleri için yeteri doğrulukta ve önerilen bir yöntemdir (Coduto, 2006). Bishop yöntemi dairesel kayma yüzeyi Şekil 3.3’ te gösterilmiştir (Yiğit, 2013).



Şekil 3.3: Bishop modeli dilimleri (Yiğit, 2013).

olmak üzere güvenlik sayısı ;

$$G_S = \frac{\sum [cb + ((M - u_w b) + \Delta x) \tan \phi] / (M_\alpha)}{\sum M \sin \alpha} \quad (3.4)$$

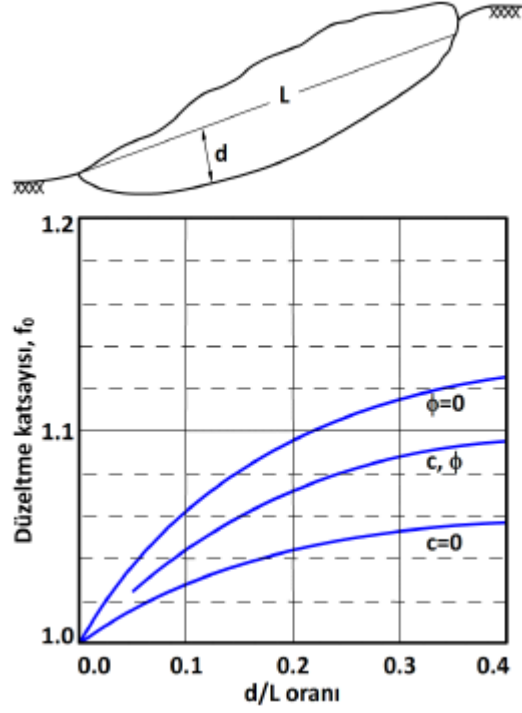
$$M_\alpha = \cos \alpha \left(1 + \tan \alpha \frac{\tan \phi}{G_S} \right) \quad (3.5)$$

Yukarıdaki denklemler arasındaki lineer olmayan ilişki nedeniyle, güvenlik sayısını hesaplarken iterasyon işlemi gerekmektedir. Bu durum çözümlerin el ile yapılabilmesi için işlem yükü gerektirse de, bilgisayar yazılımları sayesinde daha kolay yapılabilir (Dolu, 2019).

3.2.4 Janbu Yöntemi

Janbu yöntemi, Bishop yöntemiyle büyük benzerlik göstermesine karşın, sadece dairesel kayma yüzeyleri için değil pek çok kayma yüzeyi için uygun bir kullanım alanı sağlamaktadır (Çavumirza, 2018). İki boyutlu bir sistemde $\sum F_x$, $\sum F_y$ ve $\sum M_0$ denklemleri ile 3 adet 3 bilinmeyenli denge denklemi yazılıp problem statik olarak çözümlenebilir (Arioğlu ve Tokgöz, 2005). 1968 yılında yeniden gözden geçirilen bu yöntem “Janbu Genel Yöntemi” adını alıp daha sonra bazı ayrıntılardan sıyrılıp basitleştirmelerle birlikte “Sadeleştirilmiş Janbu Yöntemi” adını almıştır (Önalp ve Arel, 2004).

Bu yöntemde dilimler arası kesme kuvveti ihmal edilmiştir fakat dilimler arası kesme kuvvetini katmak için bir güvenlik katsayısı ile düzeltme faktörü uygulanmaktadır (Akbulut,2012). Bu faktör, kabul edilen kayma yüzeyinin derinliğinin, uzunluğuna oranı ve zeminin tipine (kohezyonlu, siltli, granüler zemin vb.) bağlıdır. Yine Janbu tarafından geliştirilen (d/L , zemin tipi) abağından kestirilmektedir. Şekil 3.4’ de gösterilen bu abak granüler zemin ve kohezyonlu zeminler içindir (Gökcan, 2014).



Şekil 3.4: Janbu yönteminde düzeltme sayısı (Gökcan, 2014).

$$f_0 = 1 + b \left[\frac{d}{L} - 1.4 \left(\frac{d}{L} \right)^2 \right] \quad (3.6)$$

Yukarıdaki formülde yer alan “b” değeri zemin türüne bağlı bir katsayıdır.

- d : kayma yüzeyi dilimlerinden en büyük yükseklik
L : kayma yüzeyinin iki uç noktası arasındaki eğimli uzaklık

$$G_S = f_0 \cdot \frac{\sum [cb + (M - u_w b) \tan \phi] \frac{1}{\cos \alpha} M_\alpha}{\sum M \tan \alpha} \quad (3.7)$$

- b : Dilim genişliği

3.2.5 Spencer Yöntemi

Spencer (1967) hem yatay kuvvet hem de moment dengesini sağlayan ve tüm kayma yüzeyleri için uygulanabilen bir sistem önermiştir. Spencer Yöntemi, dilimler

arasında bulunan kesme kuvvetlerinin, dilimler arasında bulunan normal kuvvetlere oranı sabit bir değer kabul ederek yatay kuvvet ve moment dengelerini aynı anda sağlayan iteratif bir yaklaşımdır (Tekin, 2011).

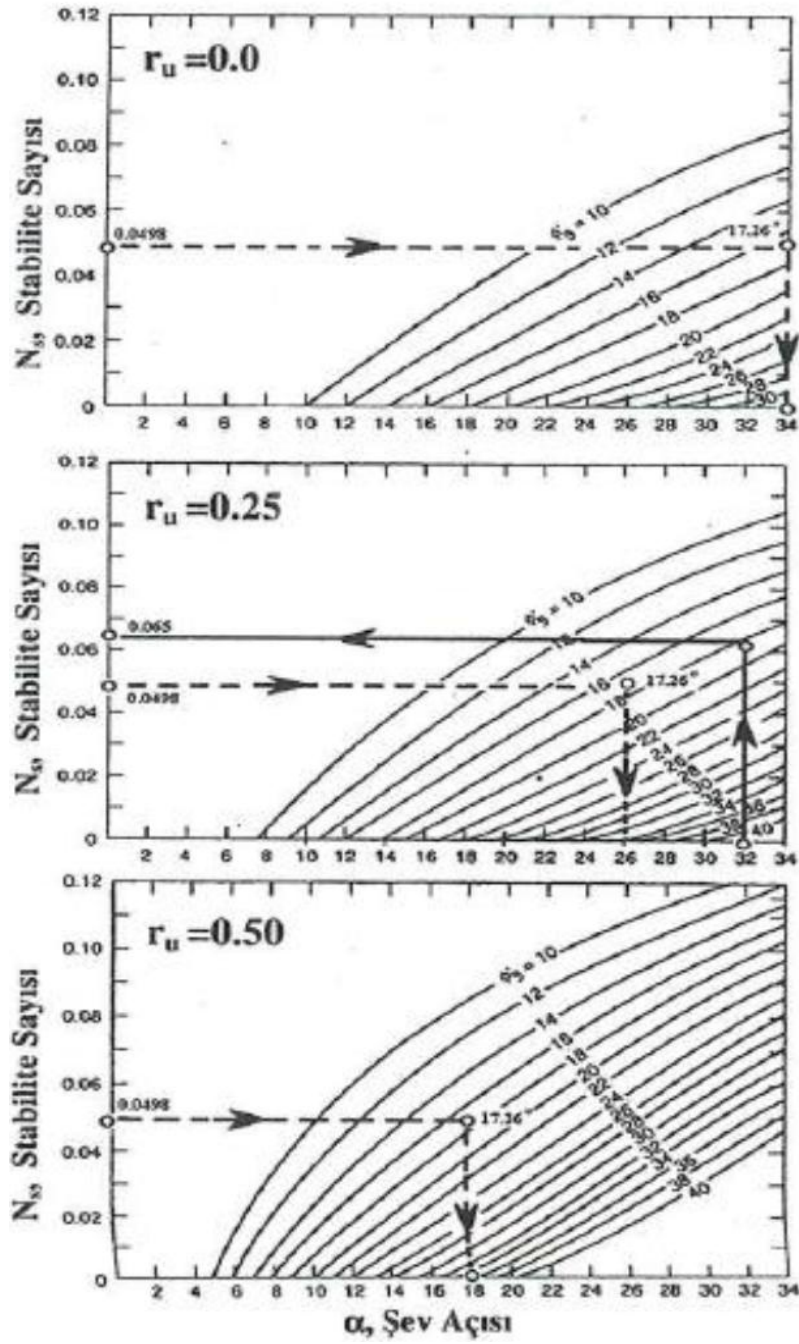
Dilimler arası kesme kuvveti (X) ve dilimler arası normal kuvvet (E) arasındaki oran;

$$X=E.\lambda. f(x) \quad (3.8)$$

Denklemden her iki kuvvet arasındaki oran λ ile ifade edilmektedir. Bu yöntemde λ bütün dilimler için sabit olduğundan $f(x)=1$ olarak alınmaktadır. Şeve ait c , γ , H , b , ϕ , r_u değerleri belirlendikten sonra bir güvenlik sayısı varsayımı yapılır. $N_s=c/(G_s \text{ varsayılan } \gamma.H)$ değeri hesaplanıp, Şekil 3.5’ te verilen abak yardımı ile ϕ_d değeri bulunur. Güvenlik sayısına ise $G_s=\tan\phi/\tan \phi_d$ eşitliğinden ulaşılır (McCarthy, 1998).

$$N_s = \frac{c'}{GF.\gamma.H} \quad (3.9)$$

$$\phi'_d = \arctan \left[\left(\frac{\tan\phi'}{GF} \right) \right] \quad (3.10)$$



Şekil 3.5: Spencer stabilite abakları (McCarthy, 1998).

Spencer (1967) yöntemi özetle:

- Dilimler arası kayma kuvvetleri ve dilimler arası normal kuvvetlerini dikkate alır.

- Hem yatay kuvvet dengesini, hem de moment dengesini hesaba katar.
- Dilimler arasındaki kesme kuvvetleri ile dilim arası normal kuvvetlerin oranını (X/E) sabit kabul eder (Tekin, 2011).
- Ayrıca analizde sağlam tabakanın çok derinde bulunduğu kabul edilir (Arioğlu ve Tokgöz, 2005).

3.2.6 Lowe ve Karafiath Yöntemi

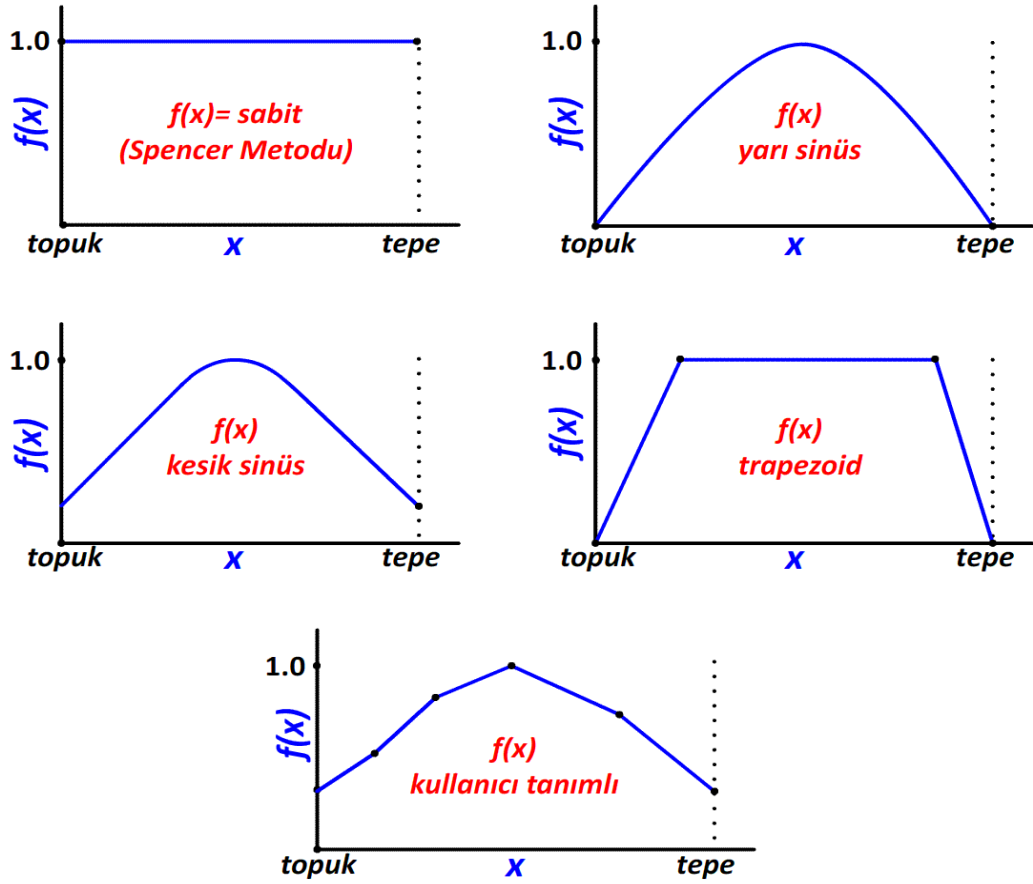
Lowe ve Karafiath (1960) yönteminde kuvvet dengesine dayanılarak güvenlik sayısı hesabı yapılmaktadır. Dilimin kayma yüzeyinin ortasında, dilimler arası kuvvetlerin birbirine eşit olduğu kabulü yapılmaktadır ve dilimler arası kuvvetlerin yönü göz önünde bulundurulmaktadır (Lowe ve Karafiath,1960).

Dilimler arası kuvvetlerin, taban zemini ve dilim tabanlarının ortalaması olan $\phi = (\alpha + \beta) / 2$ açısıyla yataya eğimli olduğu kabulü yapılmıştır. Bu kabul ile bilinmeyen sayısı $(4n-1)$ 'e düşmekte ve moment dengesi sağlanmamaktadır. Burada n toplam denklem sayısı olarak ifade edilmektedir (Abramson ve diğ., 1996).

3.2.7 Morgenstern - Price Yöntemi

Spencer yönteminde dilimler arası kuvvetlerin oranı sabit kabul edilirken, Morgenstern-Price (1965) dilimler arası normal ve kayma kuvvetlerini ayrı kuvvet fonksiyonları ile tarif etmiştir (Tekin, 2011). Her bir diliminin tabanındaki merkez çevresinde bulunan momentleri ve her bir dilimin tabanındaki teğet ve normal kuvvetlerin toplamı kullanarak güvenlik sayısı çözümlenir (Morgenstern ve Price,1965). Dilimlerin sonsuz küçük kalınlıklı olduğu varsayımıyla denklemler yazılmaktadır. Moment ve kuvvet denge denklemleri birleştirilip güvenlik sayısının çözülebilmesi için bir modifiye Newton Raphson nümerik analiz yöntemi kullanılmaktadır (Öz, 2007). Morgenstern-Price yönteminde dilimler arasındaki kuvvetler kullanıcı tarafından üretilmiş fonksiyonlarla tanımlanabilir. Dilimler arası kuvvet fonksiyon çeşitleri Şekil

3.6’ da gösterilmektedir (Tekin, 2011). Bu fonksiyonun $f(x)=0$ olması durumunda ‘Basitleştirilmiş Bishop Yöntemine’ benzer bir çözüm, $f(x)=\text{sabit}$ olması durumunda ise ‘Spencer Yöntemine’ benzer bir çözüm ortaya çıkmaktadır (Öz, 2007).



Şekil 3.6: Morgenstern - Price (1965) yönteminde dilimler arası kuvvet fonksiyon çeşitleri (Tekin, 2011).

$$X / E = \lambda f(x) \quad (3.11)$$

Kuvvet fonksiyonunun türü, dilimler arası kuvvetlerin değişimi ile tecrübelerle dayanarak seçilmektedir. Moment dengesi güvenlik sayısı G_m ’ nin, kuvvet dengesi güvenlik sayısı G_f ’ ye, eşit olduğu λ değerinin bulunmasına kadar hesap tekrarlanmaktadır (Öz, 2007).

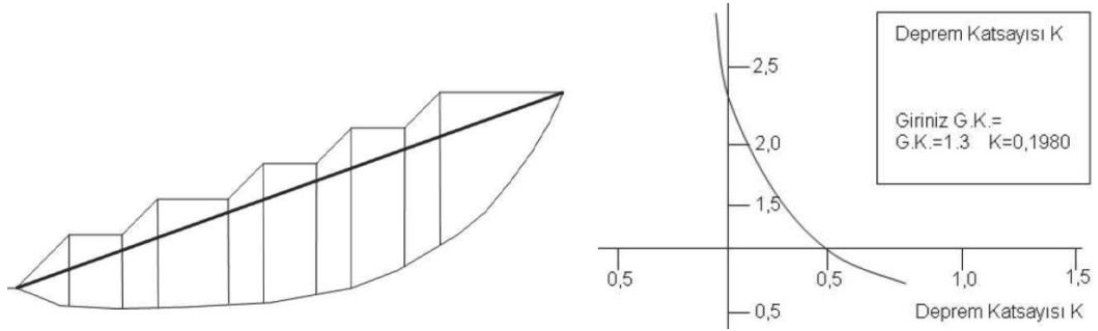
Morgenstern-Price Yöntemi:

- Dilimler arası normal kuvvetler ve kesme kuvvetleri dikkate alınmaktadır.
- Kuvvet ve moment eşitliklerine ait denklemler elde edilir.
- Dilimler arası kuvvetlerin hesabı için bilgisayar programlarında kullanıcıların tercihiine bağılı olan fonksiyonlar kullanır (Yalçınkaya, 2019).

3.2.8 Sarma Yöntemi

Sarma (1973) yöntemi, diğere yöntemler göre farklı bir görüş ortaya koymuştur (Önalp ve Arel,2004). Sarma yönteminin ana prensibi şevin stabilitesinin bozulmasına neden olan yatay ivmenin kritik değeriinin bulunmasıdır (Akçakal, 2009). Bu yöntemde dilim kenarlarının düşey ve birbirine paralel olma zorunluluğı yoktur. Bu yöntemin özelliğı öncelikle varsayılan bir güvenlik sayısı için sismik (deprem) katsayısının bilinmeyen olarak çözülmesi ve bu işlem esnasında düşey olmayan dilimlerin kullanılabilmesidir. Geometrinin ve boşluk suyu basıncı dağılımının basit olmadığı şartlarda, bu yöntem karmaşık çözümlere ve bazı kabullere ihtiyaç duyduğundan uygulanabilmesi zorlaşacaktır. Kohezyonun sıfır veya küçük değerler aldığı durumlarda ise bu yaklaşım sağlıklı çözümler sunabilmektedir (Akbulut, 2012). Tek kayma yüzeyi için X ve Y koordinatları tanımlanarak hesaplama yapılır (Yalçınkaya, 2019).

Şekil 3.7' de, şevin geometrisi, şeve ait kayma yüzeyi, deprem katsayısına bağılı elde edilen güvenlik katsayısı gösterilmektedir (Yalçınkaya, 2019).



Şekil 3.7: Güvenlik katsayısı grafiği (Yalçinkaya, 2019).

3.2.9 Genelleştirilmiş Limit Denge Yöntemi (GLE)

Fredlund ve Krahn (1977), Fredlund ve diğ. (1981), bahsettiğimiz diğer yöntemleri kapsayan bir yöntem önermişlerdir. Bu sebeple (General Limit Equilibrium Theory - GLE) Genelleştirilmiş Limit Denge Yöntemi olarak isimlendirilen bu yöntem çerçeve bir yöntemdir (Krahn, 2004).

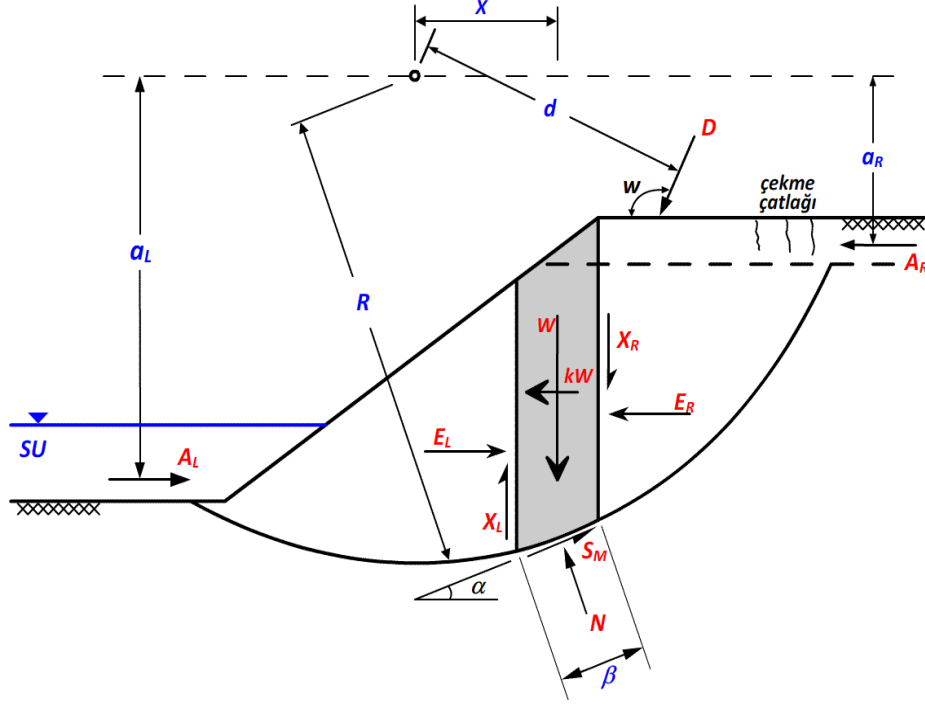
Güvenlik sayısı, kayma yüzeyi boyunca kayma mukavemetini limit değere düşüren katsayıdır. Güvenlik sayısını bulabilmek için başlangıçta kayma mukavemetini bulmak gerekir. Bu değer efektif gerilme analizi ile Mohr-Coulomb göçme hipotezine göre şu şekilde hesaplanabilir;

$$s = c' + (\sigma_n - u)\tan\phi' \quad (3.12)$$

Hesaplamalar toplam gerilmeler ile yapılıyorsa boşluk suyu basınçları hesaplamaya dahil edilmez ve toplam gerilmeler ile mukavemet parametreleri ifade edilir. Genelleştirilmiş limit denge yönteminin kullandığı iki kabul vardır (Tekin, 2011):

- Kohezyon ve sürtünme bileşenlerinin güvenlik sayıları aynıdır.
- İncelenen kayma dairesindeki tüm dilimler için güvenlik sayısı aynıdır.

Kayma dairesi üzerindeki bir dilime etkiyen düşey ve yatay kuvvetler Şekil 3.8’ de yer almaktadır (Krahn, 2004).



Şekil 3.8: Kayma dairesindeki dilime etkiyen kuvvetler (Krahn, 2004).

Dilim tabanında mobilize olan kayma kuvveti, limit denge şartını sağlayabilmesi için aşağıdaki bağıntı ile tanımlanır (Tekin, 2011).

$$S_m = \frac{s\beta}{F} = \frac{\beta(c' + (\sigma_n - u)\tan\phi')}{F} \quad (3.13)$$

Şekil 3.8’de gösterilen sistemin çözülmesi ile birlikte güvenlik sayısı bulunabilecektir. Öncelikle üç denge denklemiyle sistem çözülmeye çalışılır. Ayrıca Mohr-Coulomb göçme hipotezine ait olan kayma mukavemeti ile ilgili bağıntı da bilinmektedir. Bu sonuçla kayma dairesindeki her bir dilim için 4 tane denklem yazılmaktadır. İncelenen kayma dairesinde “n” adet dilim bulunuyorsa 4n adet denklem oluşmaktadır (Tablo 3.1) (Krahn, 2004). Bu sonuçla kayma dairesi güvenlik sayısı

hesabında, bilinmeyenlerin sayısı bilinenlerden fazla olduğu için hesap statikçe belirsiz olup hiperstatiktir (Tablo 3.2) (Krahn, 2004). Sadece üç denge denklemi kullanılarak izostatik bir sistem gibi çözüm mümkün değildir. Bu durumda bilinmeyen sayısı azaltmak için bazı kabullere ihtiyaç vardır. Dilim tabanına etki eden normal kuvvetin, dilim tabanının tam orta noktasına etki etmesi bu kabullerin arasındadır. Dilimler arasında bulunan kuvvetlerin büyüklüğü, yönü ve etki ettiği nokta diğer kabuller olarak sıralanabilir (Tekin, 2011).

Tablo 3.1: Güvenlik sayısı hesabı için çözümü bilinen parametreler (Krahn, 2004).

Bilinen Parametre Adedi	Açıklama
n	Yatay yöndeki kuvvetler toplamı
n	Düşey yöndeki kuvvetler toplamı
n	Momentler toplamı
n	Malzemenin göçme şartı
4n	Toplam bilinen sayısı

Tablo 3.2: Güvenlik sayısı hesabı için çözümü bilinmeyen parametreler (Krahn, 2004).

Bilinmeyen Parametre Adedi	Açıklama
n	Dilim tabanındaki normal kuvvet, N
n	N normal kuvvetinin dilim tabanındaki etki noktası
n-1	Dilimler arası normal kuvvet, E
n-1	Dilimler arası kayma kuvveti, X
n-1	Dilimler arası kuvvetlerin etki noktası
n	Dilim tabanındaki kayma kuvveti, S_M
1	Güvenlik sayısı
1	E ve X arasındaki oran, λ
6n-1	Toplam bilinmeyen sayısı

Önceki bölümlerde bahsettiğimiz yöntemler; güvenlik sayısı hesabını, düşey kuvvet, yatay kuvvet veya moment denge denklemi ile birlikte sistemi izostatik hale getirmek için dilimler arasındaki kuvvetlerle ilgili bazı kabuller yaparak çözmüşlerdir. Basitleştirilmiş Bishop (1955) Yönteminin yatay kuvvet dengesi ile düşey kuvvet dengesini dikkate alıp, dilimler arası kayma kuvvetlerini ihmal etmesi örnek olarak gösterilebilir. Ayrıca Spencer (1967) Yöntemi ise düşey kuvvet, yatay kuvvet veya moment denge denklemlerini dikkate alırken, dilimler arası kayma kuvvetleri ile normal kuvvetler arasındaki bağıntıyı sabit bir oranla tanımlamaktır (Tekin,2011).

GLE yönteminde ise aşağıda ifade edilen kabullere dayanarak güvenlik sayısı hesabı yapılmaktadır (Krahn, 2004) :

- Her bir dilim içindeki düşey kuvvetlerin tamamının toplamı dilim tabanına etkiyen N normal kuvvetine eşittir.
- Her bir dilime etki eden yatay kuvvetlerin bileşkesi dilimler arasındaki normal kuvvet olan E' 'ye eşittir. Dilimler arası normal kuvvet E' 'nin hesabının yapılmasına kayma doğrultusundaki taç kısmına en yakın dilimden başlanılır.
- Tüm dilimler için ortak dönme noktası üzerinden moment değerleri toplanır. Bu toplam, F_m değerini yani moment dengesi güvenlik sayısını vermektedir.
- Tüm dilimler üzerindeki yatay kuvvetlerin toplamından ise F_f değerini yani kuvvet dengesi güvenlik sayısı hesaplanmaktadır.

Tüm bu kabullere karşın sistem halen statikçe belirsizdir. Bu noktada diğer yöntemlerde olduğu gibi dilimler arası bileşke kuvvetin doğrultusuyla ilgili bir kabule ihtiyaç vardır ve bu nedenle Morgenstern - Price (1967) Yöntemindeki gibi dilimler arası kuvvet fonksiyonu tanımlanmaktadır. Seçilen bu kuvvet fonksiyonu ile bileşke kuvvetin türüne, doğrultusuna karar verilebilmektedir. Kuvvet fonksiyonu seçilen doğrultu ve dilim arası normal kuvvet birlikte kullanılarak dilimlerler arası kayma kuvveti bulunur. Daha sonra moment dengesi güvenlik sayısı F_m ve yatay kuvvet dengesi güvenlik sayısı F_f ayrı ayrı hesaplanabilir. Aynı zamanda kuvvet fonksiyonunun ne kadarının (λ) kullanıldığına bağlı olarak güvenlik sayıları değişecektir. λ' 'nin farklı değerleri için moment dengesi güvenlik sayısı (F_m) ve yatay kuvvet dengesi güvenlik sayısı (F_f) farklı değerler almakta fakat belirli bir λ değerinde bu güvenlik sayıları birbirine yakınsamaktadır. İki güvenlik sayısının da birbirlerine eşit olduğu değer Genelleştirilmiş Limit denge Yönteminden bulunan güvenlik sayısı olarak tanımlanmaktadır. GLE yöntemi ile Morgenstern - Price yöntemi arasındaki en önemli fark, kullanıcının kuvvet fonksiyonları ile beraber λ değerlerini de istediği şekilde tanımlayarak, analizi istediği biçimde kontrol edebilmesidir. M-P yönteminde kullanıcı tarafından sadece kuvvet fonksiyonları seçilebilmektedir (Tekin, 2011).

a) F_m Moment Dengesi Güvenlik Sayısı

Şekil 3.9’ da verilen kayma dairesi için her dilimde elde edilen moment dengesi yazılırsa (3.14) denklemi bulunur ve bu denklemde S_m yerine, (3.13)’ deki ifade konulması halinde moment dengesi güvenlik sayısı F_m (3.15) denklemi ile elde edilir (Krahn, 2004).

$$\sum Wx - \sum S_m R - \sum Nf + \sum kWe \pm \sum Dd \pm \sum Aa = 0 \quad (3.14)$$

$$F_m = \frac{\sum(c' \beta R + (N - u\beta) R \tan \phi')}{\sum Wx - \sum Nf + \sum kWe \pm \sum Dd \pm \sum Aa} \quad (3.15)$$

Bu denklemde N kuvveti de güvenlik sayısına bağlı bir fonksiyonu olduğundan (3.15) denklemi doğrusal olmayan bir denklemdir.

b) F_f Kuvvet Dengesi Güvenlik Sayısı

Yine Şekil 3.9’ da verilen kayma dairesi için bütün yatay kuvvetlerin toplamı (3.16)’ daki denklem ile ifade edilir. Bu denklemde yer alan dilimler arası kayma kuvvetleri toplamının “ $\sum(E_L - E_R)$ ”sıfır olması gerekmektedir (Krahn, 2004).

$$\sum(E_L - E_R) - \sum(NS \sin \alpha) + \sum(S_m \cos \alpha) \dots \dots \dots - \sum kW + \sum D \cos \omega \pm \sum A = 0 \quad (3.16)$$

Ayrıca bu denklemde S_m yerine, (3.13)’ deki ifade konulması halinde yatay kuvvet dengesi güvenlik sayısı F_f (3.17) denklemi ile elde edilir.

$$F_f = \frac{\sum(c' \beta \cos \alpha + (N - u\beta) \tan \phi' \cos \alpha)}{\sum(N \sin \alpha) + \sum kW - \sum D \cos \omega \pm \sum A} \quad (3.17)$$

c) N, Dilim Tabanına Etkiyen Normal Kuvvet

Düşey denge denklemi (3.18) ile bir dilimin tabanına etkiyen normal kuvvet “N” hesaplanabilir (Krahn, 2004).

$$(X_L - X_R) - W + N \cos \alpha + S_M \sin \alpha - D \sin \omega = 0 \quad (3.18)$$

“S_m” yerine, (3.13)’ deki ifade konulması halinde denklem (3.19)’ daki şekilde elde edilir.

$$N = \frac{W + (X_R - X_L) - \frac{c' \beta \sin \alpha + u \beta \sin \alpha \tan \phi'}{F} + D \sin \omega}{\cos \alpha + \frac{\sin \alpha \tan \phi'}{F}} \quad (3.19)$$

Bu eşitlik güvenlik sayısı (F)’ e bağlı bir eşitlik olduğu için doğrusal bir denklem değildir. Moment dengesi için hesap yapılacaksa F değeri F_m olarak alınır, kuvvet dengesi için hesap yapılacak ise F değeri F_f olarak alınıp hesap yapılmalıdır. Taban normal kuvveti olan N’ in bağlı olduğu bilinmeyenler arasında güvenlik sayısı F ile birlikte, dilimler arası kayma kuvveti olan X_L ve X_R’ de (3.19) denkleminin bilinmeyenleri olarak görülmektedir (Tekin, 2011).

Dilimler arası kayma kuvveti olan (X) ile dilimler arası normal kuvvet olan (E) ihmal edilerek güvenlik sayısının hesaplanmasına başlanır. Bu sebeple dilim tabanındaki normal kuvvet olan (N) ve diğer kuvvetlerin N doğrultusundaki bileşenleri (3.20)’ deki eşitlikle hesaplanabilir (Krahn, 2004).

$$N = W \cos \alpha - kW \sin \alpha + [D \cos \alpha (\omega + \alpha - 90)] \quad (3.20)$$

Dilim tabanındaki normal kuvvet Fellenius yönteminde (3.20) denklemi ile hesaplanmaktadır.

Dilimler arası normal kuvveti, dilim tabanındaki normal kuvvet (N)’ in hesabına dâhil etmek nispeten daha doğru bir yaklaşımdır. Dilimler arası kayma kuvvetleri olan (X) bu durumda ihmal edilir.

$$N = \frac{W - \frac{c' \beta \sin \alpha + u \beta \sin \alpha \tan \phi'}{F} + D \sin \omega}{\cos \alpha + \frac{\sin \alpha \tan \phi'}{F}} \quad (3.21)$$

Denklem (3.21)' de F güvenlik sayısı için moment dengesinde bulunan değer alınırsa Basitleştirilmiş Bishop Yöntemindeki güvenlik sayısı ile aynı sonuca ulaşılır. Ayrıca F güvenlik sayısı kuvvet dengesi için hesaplanırsa bu defada Janbu Yöntemi ile elde edilen güvenlik sayısı ile aynı sonuca ulaşılır (Tekin, 2011).

d) E ve X, Dilimler Arası Kuvvetler

Birbirine komşu olan iki dilim arasındaki bu kuvvetler dik yüzey boyunca meydana gelen normal ve kayma kuvvetleridir. Soldan sağa doğru kayma eğilimi gösteren bir kayma dairesinde en soldaki dilimden başlayarak yapılan hesaplamalarda her dilimdeki normal kuvvetler bulunur (Tekin, 2011). Yatay kuvvet dengesi, her dilim için denklem (3.22)' deki eşitlik ile gösterilmiştir.

$$(E_L - E_R) - N \sin \alpha + S_m \cos \alpha + kW - D \cos \omega = 0 \quad (3.22)$$

S_m terimi yerine koyulunca, her dilimin sağındaki normal kuvvet;

$$E_R = E_L + \frac{(c' \beta - u \beta \tan \phi') \cos \alpha}{F} + N \left(\frac{\tan \phi' \cos \alpha}{F} - \sin \alpha \right) \dots \dots \dots - kW + D \cos \omega \quad (3.23)$$

eşitliği ile elde edilir. Sol taraftan ilk dilim üzerine etkiyen normal kuvvet ($E_L=0$) sıfır olduğundan bütün dilimler için normal kuvvet hesaplanabilmektedir. Dilimler üzerine etkiyen normal kuvvetler hesaplandıktan sonra dilimler arası kayma kuvveti ise Morgenstern - Price (1965) tarafından önerilen yöntemle göre, dilimler arası normal kuvvetin oranı olarak aşağıdaki eşitliğe göre hesaplanmaktadır (Tekin, 2011).

$$X = E \cdot \lambda \cdot f(x) \quad (3.24)$$

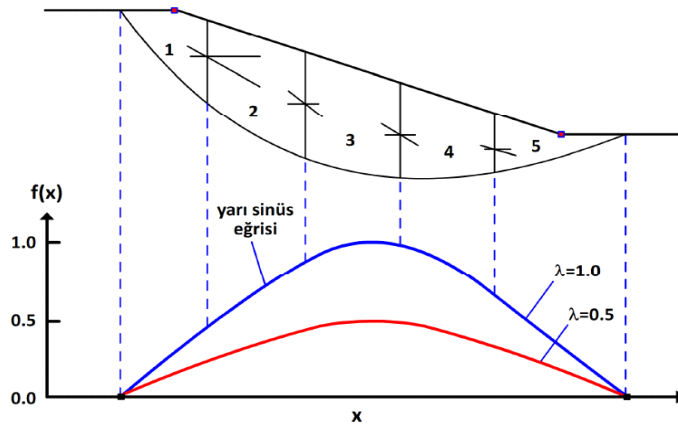
Morgenstern - Price (1965) tarafından Şekil 3.6' da önerilen; sabit, yarı sinüs, kesik sinüs, trapezoid ve kullanıcı tanımlı olmak üzere tüm kuvvet fonksiyonları Genelleştirilmiş Limit Denge Yöntemi (GLE) için de geçerlidir (Tekin, 2011).

Krahn (2004)' ın sunmuş olduğu bir örnekte kuvvet fonksiyonlarının ile λ değerinin vazifesi net biçimde anlatılmaktadır (Şekil 3.9). Bu örnekte; 1 numaralı dilim ile 2 numaralı dilim arasındaki normal kuvvet $E=100$ kN olarak alınıp, ayrıca $\lambda=0,5$

iken yarı sinüs kuvvet fonksiyonunun kullanıldığını kabulü yapılmıştır. Yarı sinüs fonksiyonunun 1 numaralı dilim ile 2 numaralı dilim arasındaki değeri $f(x)=0,45$, $\lambda=0,5$ olduğu ve (3.24) eşitliğine göre;

$$X = E\lambda f(x) = 100 \cdot 0,5 \cdot 0,45 = 22,5 \text{ kN}$$

olarak bulunur. Bu örnekteki kayma dairesinin topuk ve taç kısmında lambda ' λ ' değeri sıfır değerine eşitken, kayma dairesinin tam orta noktasında en büyük değeri 0,5' e ulaşmaktadır.



Şekil 3.9: İki farklı lambda ' λ ' değeri ile yarı sinüs kuvvet fonksiyonunun kullanılması (Krahn, 2004).

3.2.10 Güvenlik Sayısının Hesaplanması

Fredlund (1987) güvenlik sayısını 4 aşamada hesaplandığını söylemiştir.

İlk aşamada dilimler arası kuvvetler ihmal edilmektedir. Fellenius yönteminde olduğu gibi moment dengesinden bir katsayı elde edilir. Bu katsayı bir sonraki aşamada yapılacak olan iterasyon işleminde başlangıç değeri olarak kullanılacaktır.

İkinci aşamada, önceki bölümlerde bahsettiğimiz denklem sistemleri çözülür. Öncelikle lambda (λ) katsayısı sıfır olarak alınmakta yani dilimler arası kayma kuvvetleri sıfır kabul edilmektedir. Yaklaşık 4 veya 6 iterasyonda güvenlik sayılarına

yakınsanır. Moment dengesinden belirlenen değer Bishop, yatay kuvvet dengesinden belirlenen değer ise Janbu yönteminden elde edilen güvenlik sayılarıdır.

Üçüncü aşamada, moment güvenlik sayısının (F_m) ve kuvvet güvenlik sayılarının (F_f) eşit olduğu lambda (λ) hesaplanır. Öncelikle lambda taç ile topuk eğiminin 2/3 için belirlenen değer olarak alınmakta ve bu durumda elde edilen F_m ve F_f değerleri ile lambda değerinin sıfır olduğu durum için bulunan F_m ve F_f değerleri kullanılarak, güvenlik sayısı yani F_m ve F_f ' nin birbirlerine eşit olduğu değer elde edilir. Bu aşamadaki işlemler GLE yöntemi dışında dilimler arası kuvvetleri göz önünde bulunduran tüm yöntemde kullanılır (Krahn, 2004).

Dördüncü aşamada ise farklı λ değerleri için moment dengesi ve kuvvet dengesi ayrı ayrı hesaplanır ve birbirine eşit olduğu λ değerinde ise güvenlik sayısı bulunmuş olmaktadır. GLE yöntemi bu şekilde hesap yapmaktadır (Tekin, 2011).

3.2.11 Limit Denge Analizlerinin Karşılaştırılması

Duncan (1980), bu analiz yöntemlerini karşılaştırmış, bu yöntemlere genel ve hesaplama doğruluğu olarak iki yönden yaklaşılması gerektiği kanaatine varmıştır. Genel doğruluk olarak söz ettiği kavram yöntemlerin analiz sırasında değişkenlik gösterebilecek tüm parametreleri göz önüne almasıyla açıklanabilir. Hesaplama doğruluğuyla ise yöntemlerin güvenlik sayısını doğru verip vermediği ve yapılan varsayım ve kabullerin sonucu ne denli etkilediği açıklanmaktadır (Akçakal, 2009).

Janbu, Spencer, Morgenstern-Price ve Sarma analiz yöntemlerinde bulunan güvenlik sayıları ile Sonlu Elemanlar Yönteminde elde edilen ve sonucu tam olarak yansıttığı düşünülen güvenlik sayıları arasındaki farkın %6' yı aşmadığı görülmektedir (Yalçınkaya, 2019). Bu sebeple dairesel kayma yüzeylerinde Basitleştirilmiş Janbu veya Basitleştirilmiş Bishop Yöntemlerini kullanarak analiz yapmak veya jeolojik şartlar ve dış etkiler gerektiriyorsa Genel Yüzeyli Spencer veya Morgenstern - Price Yöntemleri ile analiz yapmak önerilmektedir (Morrison ve Greenwood, 1989).

Tablo 3.3’ de Yöntemler, moment dengesini, yatay kuvvet dengesini ve düşey kuvvet dengesi sağlayanlar olarak karşılaştırılmıştır.

Tablo 3.3: Analiz yöntemlerini yatay-düşey kuvvet ve moment dengesi bakımından karşılaştırılması.

Metot	Kuvvet Dengesi		Moment Dengesi
	X Yönünde	Y Yönünde	
Fellenius Metodu	-	-	+
Bishop Metodu	+	+	+
Janbu Metodu	+	+	-
Lowe ve Karafiath	+	+	-
Spencer Metodu	+	+	+
Sarma Metodu	+	+	+
Morgenstern-Price Metodu	+	+	+

3.3 Sonlu Elemanlar Yöntemi

Sonlu elemanlar yönteminde, zeminin düğüm noktalarında birleşen parçalara bölüldüğü ve her düğüm noktasında meydana gelen deplasmanlardan faydalanılarak gerilme ve şekil değiştirmelerin elde edildiği, sınır değer ve diferansiyel denklem problemleri içeren mühendislik problemlerinin modellenbildiği bir yöntemdir (Akçakal, 2009). Bu yöntem zeminin başlangıçtaki gerilme durumunun gerçeğe yakın bir şekilde tanımlanabilmesine olanak sağlar. Ayrıca gerçekçi bir gerilme-deformasyon bağıntısı kurmaya olanak sağladığından zemin davranışının modellenmesinde limit denge yöntemlerine göre avantajlıdır (Yalçınkaya, 2019). Kullanılan modelleme genelde göçmenin oluşumuna kadar elastik, göçme sonrası tam plastik davranıştır (Konuk, 2005). Kullanılan göçme kriteri genelde Mohr-Coulomb kriteridir (Bromhead, 1986). Yine sonlu elemanlar yönteminde, kritik kayma yüzeyinin tanımlanması ile ilgili herhangi bir şekil veya konum varsayımı yapılmaması, limit denge yöntemlerine göre üstünlükleri arasında gösterilebilir (Yalçınkaya, 2019). Zeminde oluşan gerilmeler, deformasyonlar, yer değiştirmeler, oturmalar, boşluk basıncı dağılımları ve yeraltı suyu sızıntıları bu yöntem sayesinde başarılı bir şekilde elde edilmektedir (Hammouri ve diğ.,

2007). Duncan (1996), sonlu elemanlar analizinin sahada görülen deformasyonlardan daha fazla deformasyon hesapladığını belirtmiştir. Kim ve diğerleri (2002) yaptıkları araştırmada homojen olmayan ve aynı zamanda düzensiz yüzeye sahip şevlerde sonlu elemanlar yöntemi ile limit denge yönteminin, kritik kayma daireleri konumlarının ve güvenlik sayılarının birbirine yakın olduğunu belirtmişlerdir (Akçakal, 2009).

Mühendislik problemlerinin iki boyutlu deformasyon ve stabilite analizi Plaxis paket programıyla sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak yapılabilir. Bu programla doğal veya yapay şevler modellenenilmekte ve şev göçene kadar kesme dayanımı parametreleri (c, ϕ) azaltılarak güvenlik sayısı elde edilmektedir (Brinkgreve, 2002).

3.4 Sınır Denge Kavramı ve Güvenlik Katsayısı

Şev göçmek üzereyken kayma yüzeyi boyunca meydana gelen kesme gerilmelerinin kayma dayanımıyla karşılaştırılmasının sonucunda bir güvenlik sayısına ulaşılır. Şevin en düşük güvenlik sayısına sahip kayma yüzeyi kritik kayma dairesidir. Monte Carlo ve Genetik Algoritma teknikleri ile kritik kayma dairesi tespit edilebilmektedir (Sun ve diğ., 2008).

G_s güvenlik sayısı olarak tanımlanmaktadır.

Moment bazında;

$$G_s = \frac{\sum M_k}{\sum M_0} \quad (3.25)$$

Kuvvet bazında;

$$G_s = \frac{\sum F_k}{\sum F_0} \quad (3.26)$$

Dayanım bazında (uzun süreli yükleme) (Zheng ve diğ., 2005);

$$G_s = \frac{\text{Kayma dayanımı}}{\text{Kayma Dairesi / Düzleminde mobilize olan dayanım yüzeyi}} \quad (3.27)$$

$$G_s = \frac{\tau}{\tau_g} = \frac{c' + (\sigma - u).tg\phi'}{c'_g + (\sigma - u).tg\phi'_g} \quad (3.28)$$

$$G_{s,c} = \frac{c'}{c'_g}; \quad G_{s,\phi} = \frac{tg\phi'}{tg\phi'_g}; \quad G_s = G_{s,c} = G_{s,\phi} \quad (3.29)$$

Geoteknik mühendislerince 1,5 güvenlik sayısı yaygın olarak kullanılmaktadır. Belirli şartların uygun olması durumunda bazı karayolu projelerinde güvenlik katsayısı 1,3' e çekilebilir (Coduto, 2006).

4. ŞEVLERDE İYİLEŞTİRME YÖNTEMLERİ

Şev göçmeleri ve heyelanların vermiş olduğu zararları önlemek için zeminin önceden incelenmesi ve hareketin tahmini gerekir. Bu nedenle jeofizik, jeolojik ve geoteknik etütlerle bölgenin şev hareket durumu saptanabilir. Mevcut şevin stabilitesinin yetersiz olduğu durumlarda şev iyileştirme yöntemlerine başvurulur (Yalçınkaya, 2019). Öncelikle şev göçmesi veya heyelan oluşabilecek bölgeden uzaklaşmak birinci esastır. Yer değiştirme (ripaj), heyelanlı bölgenin terk edilmesidir. Ayrıca heyelanlı bölge köprü, viyadük ile de geçilebilir. Tabi bu çözüm yolları iyileştirmeye kıyasla daha maliyetli olabilmektedir ve projenin yapımında daha uzun süreler gerekmektedir. Aynı zamanda yapıların ömürleri ve sosyal yaşam üzerine etkileri de karar verilirken incelenmelidir (Öz, 2007). Şev göçmesi veya heyelanlı bir alanın iyileştirilmesi, şevde hareketi meydana getiren faktörlerin azaltılmasıyla ya da zemin kayma dayanımının artırılmasıyla gerçekleştirilir (Konuk, 2005). İyileştirme metotlarında, birkaç yöntem bir arada kullanılabilirdiği gibi tek bir yöntemde kullanılabilir.

Uygun iyileştirme yöntemlerinin seçimi birçok faktöre bağlıdır. Bunlardan bazıları aşağıda yer almaktadır (Akçakal, 2009).

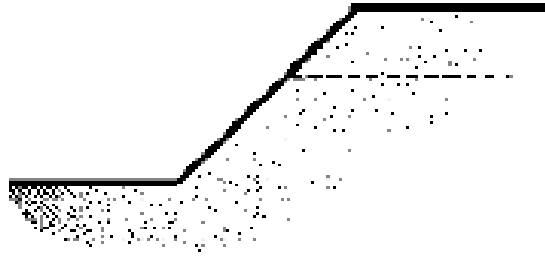
- Yeraltı koşulları ve potansiyel göçme tipleri,
- Mevcut ve planlanan topografya,
- Mevcut yapılar veya mülk sınırları gibi alan kısıtlamaları,
- Ekipman ve malzeme temini,
- Estetik
- Maliyet

4.1 Kazı Yöntemleri

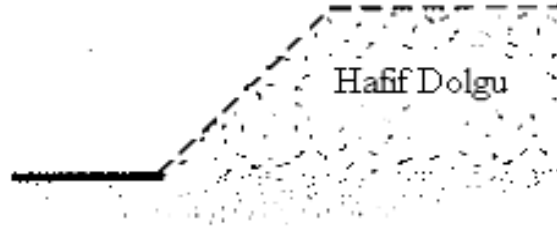
Kazı yönteminde amaç kaymaya sebebiyet veren kütlenin kazıyla uzaklaştırılıp, kayma gerilmelerini azaltarak şev duraylılığını sağlamaktır. Büyük çaptaki heyelanlarda kazı yöntemi maliyeti arttırmakla birlikte bölge kazı için uygun olmayabilir. Kazı yöntemi, kaydırıcı kuvvetleri azaltırken önleyici kuvvetleri de azaltabilir. Bu yöntem dairesel kayma yüzeylerinde ve kazılması gereken malzeme miktarının fazla olmaması durumlarında tercih edilmektedir. Ayrıca yüzeysel drenaja da yardımcı olmaktadır (Öz, 2007).

4.1.1 Şev Yükünün Azaltılması

Şev üzerindeki ağırlığın azaltılması ve Şekil 4.1’ deki gibi şev yüksekliğini düşürmek, şev duraylılığının sağlanması için alınacak önlemlerdendir (Akçakal, 2009). Aynı zamanda Şekil 4.2’ de görüldüğü gibi hafif dolgu olan uçucu kül, polistiren, talaş gibi malzemeler şev malzemesi yerine kullanılıp şev yükü azaltılabilir (Akçakal, 2009). Kohezyonlu malzeme yığınlarının bulunduğu ve kayma yüzeyin dairesel olduğu heyelanlarda tercih edilmektedir (Çavumirza, 2018).



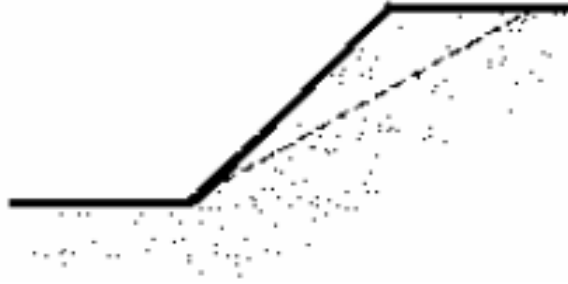
Şekil 4.1: Şev yüksekliğinin azaltılması yoluyla duraylılığın sağlanması (Akçakal, 2009).



Şekil 4.2: Şev malzemesi yerine hafif dolgu malzemesi kullanılarak şev yükü azaltılması (Akçakal, 2009).

4.1.2 Şev Açısının Düşürülmesi (Şevi Yatıklaştırmak)

Şev eğimi azaltılarak güvenli şevler oluşturmak amaçlanır. Bu yöntemde bir miktar şev yükü de azaltılmış olur (Şekil 4.3) (Akçakal, 2009).



Şekil 4.3: Şev oranının arttırılması yoluyla duraylılığın sağlanması (Akçakal, 2009).

4.1.3 Şevde Kademe Oluşturulması

Genellikle eşdeğer üniform şevlere karşı kademeli şevler tercih edilir. Ayrıca yüksekliği fazla olan şevlerin sabit bir eğimli yüzey boyunca düzenlenmesi sorun yaratabilir. Kritik şev eğimini geçmeyen kademelerle sorun ortadan kaldırılır. Ayrıca kademelerde drenaj planlaması yapılabilir. Kaya, moloz düşmeleri gibi duraysızlık türlerinin gerçekleşmesi durumunda, bu kütlelerin yola düşmesi önlenabilir (Öz, 2007).

4.1.4 Yenilmeye Uğrayan Kütlenin Kaldırılması

Yenilmeye uğrayacak kütlenin; kalınlığının fazla olmayıp, miktarının az olduğu yani kaldırılmaya uygun olduğu durumla beraber, diğer iyileştirme yöntemlerine kıyasla daha ekonomik olduğu durumlarda uygulanan bir yöntemdir (Atalay ve Bekaroğlu, 1973).

4.2 Drenaj

Şevi, suyun zararlı etkilerinden korumak için drenaj önemli bir yere sahiptir. Drenaj sistemleri kayan kütlenin ağırlığını azaltır, sızıntıların önüne geçer, hidrostatik basınç ve boşluk suyu basıncına azaltır, yüzeydeki malzemenin kayma mukavemetine etki eder ve şevi oluşturan malzemenin suyun etkisiyle kimyasal ve fiziksel değişimlere maruz kalmasını engelleyerek kayma gerilmesinin artması ile kayma direncinin azalmasına engel olur (Öz, 2007). Buradaki amaç aşırı suyu zeminden uzaklaştırmaktır. Drenaj, diğer metotlarla beraber uygulanarak birçok probleme uzun vadede çözüm sağlamaktadır.

4.2.1 Yüzeysel Drenaj

Bu yöntemde amaç, yüzeyden gelen suların şev malzemesine etkisi olmadan Şekil 4.4' de gösterildiği gibi açık bir kanalla bölgeden uzaklaştırmaktır (Huvaj, 2017). Ayrıca püskürtme beton tekniğiyle şev yüzeyindeki çatlaklarla beraber şev yüzeyinin kaplanmasıyla yüzeysel drenaj sağlanabilmektedir (Çavumirza, 2018).



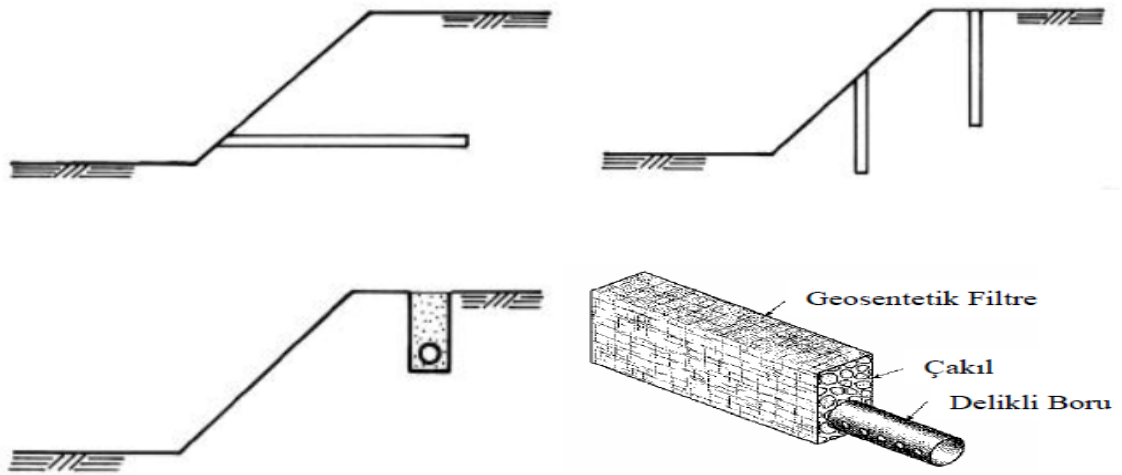
Şekil 4.4: Açık kanalla drenaj örnekleri (Huvaj, 2017).

4.2.2 Yeraltı Drenajı

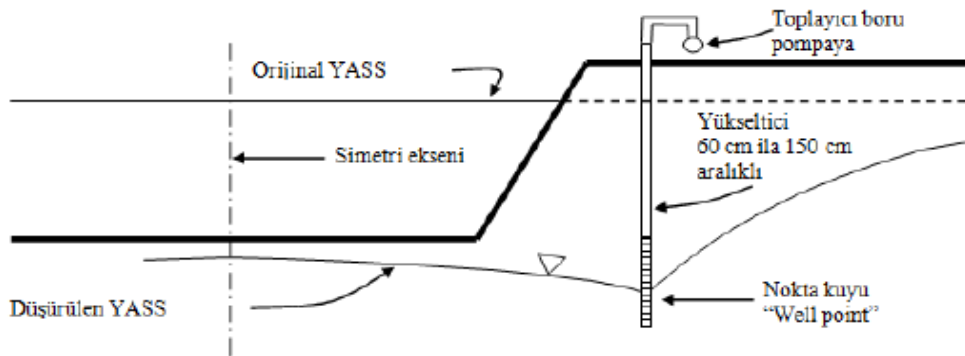
Yer altı drenajları, yüzeysel drenajların yetmediği durumda zemin kütleindeki suyun tahliyesi için kullanılır. Amaç yüzeysel suların uzaklaştırılması ile birlikte yer altı suyu seviyesini düşürmek ve boşluk suyu basıncını azaltmaktır. Bu yöntemde su kaynağına ulaşılması ve suyun drene edilebilmesini sağlayacak kadar zeminin geçirimli olması önemlidir.

Yatay drenajda şevin topuk bölgesine yakın yerleştirilen yatay dren boruları ile düşey drenajda ise şevin tepe bölgesine yerleştirilen drenaj boruları sayesinde şevdeki su efektif bir şekilde tahliye edilir (Karikari ve Agyei, 2000). Şekil 4.5’ de yeraltı drenaj türlerinin gösterimi mevcuttur (Huvaj, 2017).

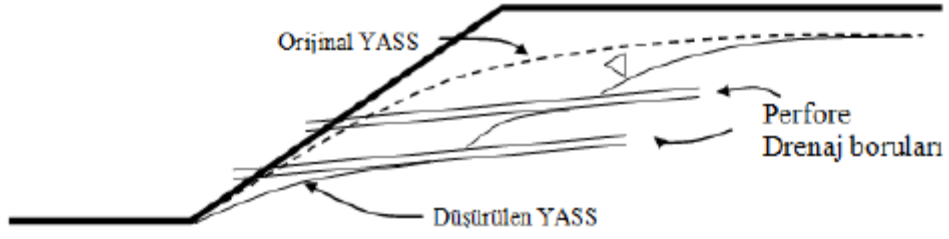
Şev hareketinin derin olduğu durumlarda ise hareket eden malzemenin içine kadar uzanan ve suyun tahliyesini sağlayabilecek olan drenaj tünelleri, galeriler açmak ve yatay dren delgileri ile yer altı suyu seviyesini düşürmek gerekebilir. Ayrıca pompa yardımı ile de açılan derin kuyularda toplanan suyun tahliyesi sağlanabilir (Popescu ve Sasahara, 2009). Şekil 4.6 – 4.8’ de yeraltı drenaj yöntemlerinin çalışma prensibi gösterilmektedir (Huvaj, 2017).



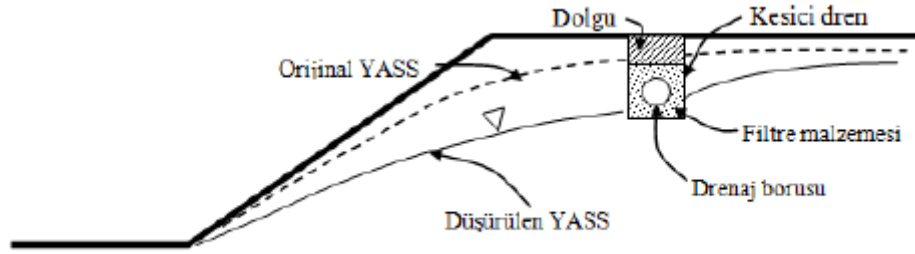
Şekil 4.5: Yeraltı drenaj türlerinin kesitten gösterimi (Huvaj, 2017).



Şekil 4.6: Well Point Yöntemi ile yüzey altı drenaj (Huvaj, 2017).



Şekil 4.7: Yatay drenler yardımı ile yüzey altı drenaj (Huvaj, 2017).

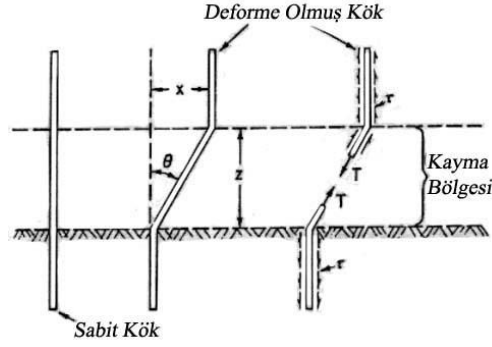


Şekil 4.8: Kesici dren yardımı ile yüzey altı drenaj (Huvaj, 2017).

4.3 Şevin Bitkilendirilmesi

Şevin uygun bir şekilde bitkilendirilmesi bir diğeri iyileştirme yöntemi olarak kullanılmaktadır. Bitkilendirme uygulamasına şev kısmen stabilize edilip, yüzey düzeltilip ve çatlaklar tılandıktan sonra başlanmalıdır (Öz, 2007). Derin köklere sahip bitkiler, şevlere donatılı şev etkisi kazandırmış olup stabilitesini arttırlar (Karikari ve Agyei, 2000). Ayrıca bitki köklerinin zemindeki suyu emmesiyle boşluk suyu basıncının düşmesine olanak sağlarlar. Bitkilerin sulama sistemleri kontrollü yapılmalı aksi takdirde zemine aktarılan ilave su stabilizeyi bozacaktır (Coduto, 2006). Aynı zamanda ladin gibi yüzeysel kökleri olan ağaclar yetiştirmemeli çünkü şev üzerindeki yükü arttırarak duraysızlığa neden olurlar ve ters etki yaparlar. Ağaçalandırmanın ardından şev üzerini çimle kaplamak şev yüzeyinde kuruma ve büzölme çatlaklarının önüne geçer ve yüzeysel suların şev yüzeyinden uzaklaşması sağlanmış olur (Öz, 2007).

Bitki köklerinin donatı etkisi için Gray tarafından teorik bir model önerilmiştir (Şekil 4.9) (Konuk, 2005). Bu model başlangıçta kayma yüzeyine dik bir elastik kök ya da lifi kapsar (Konuk, 2005).



Şekil 4.9: Yüzeysel kaymanın bitkilerle kontrolü (Konuk, 2005).

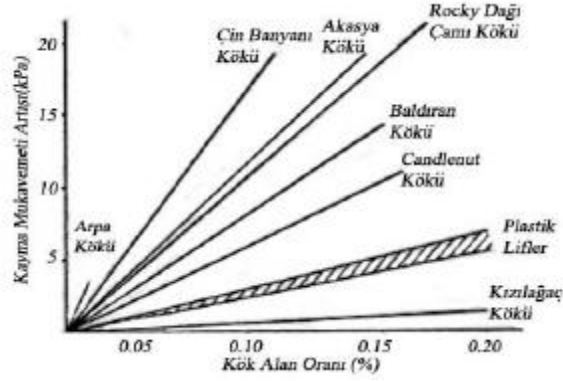
Kayma direncindeki artış, zemin kayma mukavemeti açısının kök donatılandırmasından etkilenmediği varsayımıyla (4.1) eşitliği kurulabilir (Konuk, 2005);

$$S_R = t_R(\cos\theta \tan\phi + \sin\theta) \quad (4.1)$$

Laboratuvar çalışmalarından elde edilen sonuçlara göre parantez içindeki terim kayma mukavemeti açılarından etkilenmemekte ve (4.2) eşitliği elde edilmektedir (Konuk, 2005);

$$S_R = 1.15t_R = 1.15T_R\left(\frac{A_R}{A}\right) \quad (4.2)$$

Kök yoğunluğu ve köklerin kayma mukavemetine katkısı bilindiği takdirde hesap yapılabilir. Bu modele göre kökler kayma yüzeyine diktir fakat eğik kökler için de tanımlamalar yapılmıştır (Konuk, 2005).



Şekil 4.10: Kök alan oranı ve kayma mukavemetindeki artış ilişkisi (Konuk,2005).

Greenway tarafından 1987' de yapılan arazi laboratuvar deneyleriyle bitkilerin zemin mukavemetine etkisi Şekil 4.10' da gösterilmiştir (Konuk, 2005).

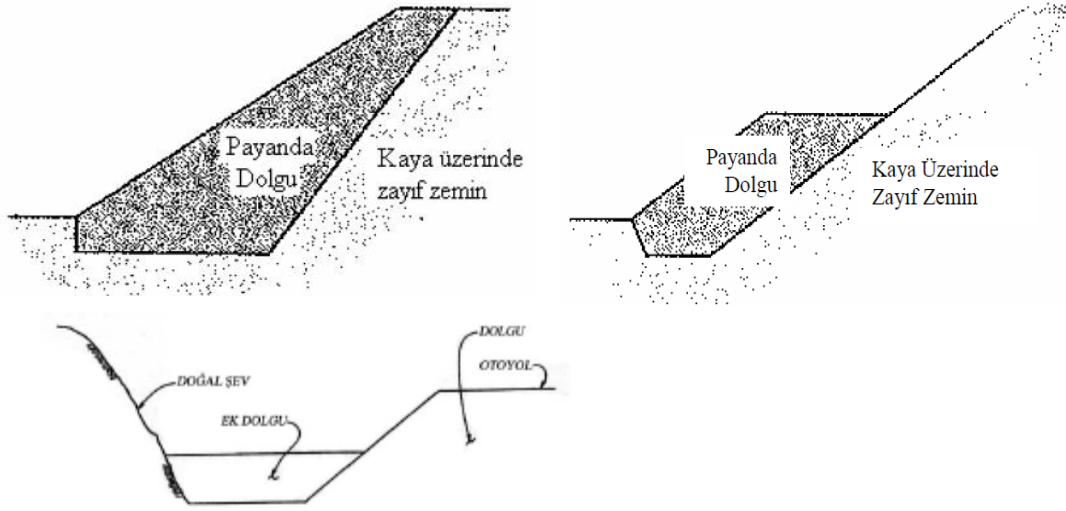
4.4 Payandalama

Payandalama şev önüne kayma direnci daha yüksek bir malzeme ile dolgu yapmaktır. Dolguda kaba daneli malzeme kullanılması drenaja katkı sağlar (Akçakal, 2009). Ek dolgu, kayma dişleri, toprakarme duvar ve pneusoldan payandalama uygulaması yapılabilir (Abramson ve diğ., 1996).

Ayrıca düşme yenilme türünü engellemek amacıyla beton payanda inşa edilebilmektedir (Akbulut, 2012).

4.4.1 Ek Dolgu

Ek dolgular şev topuğuna etki ettikleri ağırlık sebebiyle potansiyel kayma yüzeyinin derinlik ve uzunluklarını arttırmakla beraber kaymaya karşı koyan momentleri de arttırırlar (Abramson ve diğ., 1996). Şekil 4.11' de kazı yapılarak ve kazı yapılmadan oluşturulan dolgu türleri gösterilmektedir (Abramson ve diğ., 1996).



Şekil 4.11: Kazı yapılarak ve kazı yapılmadan oluşturulan dolgu (Abramson ve diğ., 1996).

4.5 Yapısal Stabilizasyon

Kayma sebebiyet veren faktörlerin, kaymayı önleyici faktörlerden büyük olduğu ve diğer ekonomik iyileştirme yöntemlerinin yeterli olmadığı durumlarda, duvarlarla veya şevin donatılandırılmasıyla stabilizasyon sağlanır. Bu yapıların temelleri kayma yüzeyi altındaki sağlam tabakaya oturtulmalıdır (Öz, 2007).

4.5.1 İstinat Duvarları

Şev eğimini vermek için yeterli alan bulunmadığı zaman aralarında kot farkı bulunan zeminlerin stabilitesini sağlamak amacıyla istinat duvarlarına başvurulur. İstinat duvarları olası kayma yüzeyi üzerindeki kayma gerilmelerini azaltarak şevin stabil duruma gelmesini sağlar (Akbulut, 2012). İstinat yapılarında suyun zeminden uzaklaşması için drenaj sistemleri çok önemlidir. Drene edilmeyen su, istinat yapısına fazladan yük etki ettirecektir. Bu sebeple istinat duvarının arkasında belirli bir alan drenaj görevini rahatlıkla yapabilecek dolgu malzemesiyle doldurulmalı, istinat yapısı üzerinde belirli aralıklarla barbakan konulmalı ve istinat duvarının temeli ile zeminin birleştiği doğru boyunca drenaj boruları döşenmelidir.

İstinat duvarları; ağırlık istinat duvarları, betonarme istinat duvarları ve son zamanlarda kullanılmaya başlanılan geosentetik donatılı istinat duvarları olmak üzere üç çeşittir (Çavumirza, 2018).

a) Ağırlık istinat duvarları

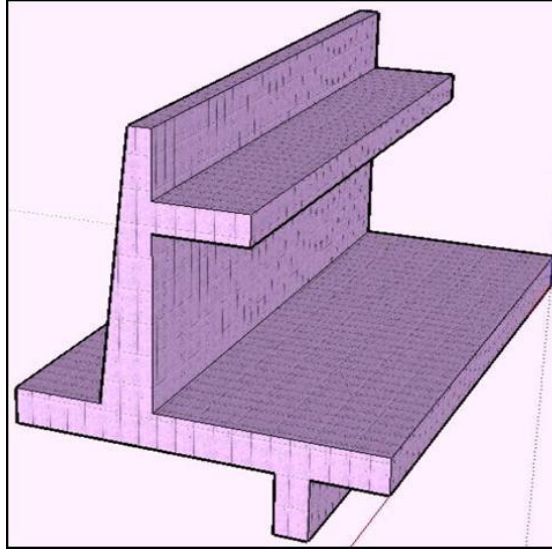
Ağırlık istinat duvarları harçlarla birbirine bağlanmış taşlar ile oluşturulan taş duvarlardır. Donatılı duvarlar olmadığı için çekme gerilmelerini karşılayamazlar. Bu yüzden 4-5 metreyi aşan yüksekliklerde kullanılmaları güvenli değildir (Abramson ve diğ.,1996). Ağırlık istinat duvarına ait görsel örneği Şekil 4.12’ de gösterilmektedir (Fermanoğlumetal, 2018).



Şekil 4.12: Ağırlık istinat duvarı (Fermanoğlumetal, 2018).

b) Betonarme (Konsol) istinat duvarlar

Betonarme istinat duvarları, konsol istinat duvarları olarak da tanımlanabilirler. Ağırlık istinat duvarlarına göre daha güvenlidirler ve 8 metre yüksekliğe kadar kullanılabilirler (Konuk, 2005). Güvenlik, projelendirilme ve uygulama açısından elverişlidirler ve yaygın bir şekilde kullanılmaktadırlar. Şekil 4.13’ de konsol istinat duvarı örneği yer almaktadır (Tekin, 2011).



Şekil 4.13: Konsol istinat duvarı (Tekin, 2011).

Ağırlık ve konsol istinat duvarlarının modellemesi klasik zemin mekaniği tekniğine dayanır. Duvarın tabanında devrilmeyi ve kaymayı meydana getirecek kuvvetler göz önüne alınarak hesaplama yapılır. Hesaplara duvarın kendi stabilitesi de dahil edilmelidir (Abramson ve diğ.,1996).

c) Geosentetik donatılı yapılar

Konsol istinat duvarındaki çelik donatı yerine, geosentetik donatılı yapılarda dolgu içine çekme kuvvetini karşılayan (geotekstil, geogrid gibi) malzemeler konulmaktadır (Çavumirza, 2018).

4.5.2 Dolgulu Çerçeve Duvarlar

Dolgulu çerçeve duvarlar kolay inşa edilebilmeleri ile birlikte parçalı ve esnek yapıları sebebiyle farklı oturmalarla karşı koyabilmeleri açısından uygulamalarda büyük avantaj sağlamaktadırlar. Bazı durumlarda bu duvarlar Brandl (1985)'e göre 3-4 metre uzunluklarda 70 cm' e kadar farklı oturmalarla göçmeden karşı koyabilirler. Ayrıca drenaja uygun bir malzeme ile duvar arkası doldurulduğunda duvar yüzünden drenaj sağlanabilir (Bromhead, 1986). Bu duvarlar ahşap ya da prekast betonarme olarak inşa edilebilirler (Konuk, 2005). Dolgulu çerçeve duvar örneği Şekil 4.14' de gösterilmektedir (Tekin, 2011).



Şekil 4.14: Dolgulu çerçeve duvar (Tekin, 2011).

4.5.3 Sandık Duvarlar

Sandık duvarlar genellikle (1x1) metre kesit alanı, 2 metre veya 4 metre uzunluğundaki sandıklardan oluşur (Bromhead, 1986). Esnek bir yapıya sahip olup küçük oturmalarda zarar görmezler. Yapımları kolay olup tabii drenaja olanak sağlarlar (Öz,2007). Duvarın dizaynında, sandıkların içinde kullanılan kayanın kütlesi hesaba katılır. Sandıkların içinde ki boşluk oranı %45'tir. Devrilme, kayma ve taban basıncı tahkikleri istinat duvarındaki gibidir (Konuk, 2005).

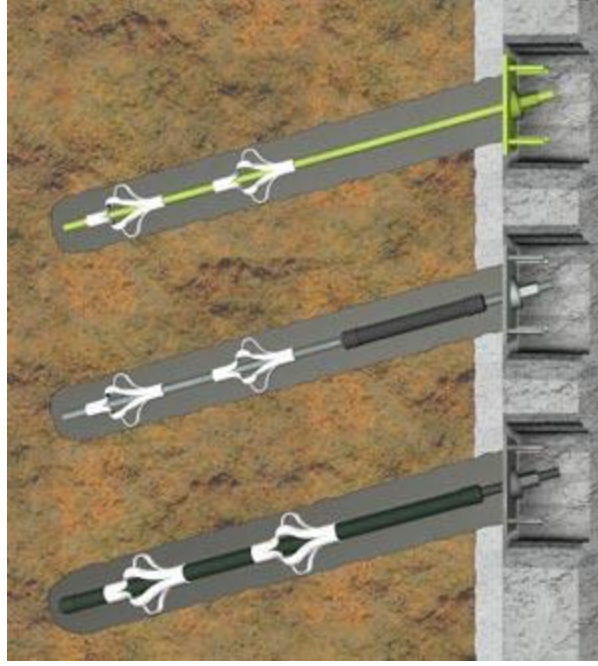
4.5.4 Ankrajlar

Ankraj, yatay olarak belirli bir açı ile zeminin içine açılmış deliklere, yüksek mukavemetli ve korozyona dayanıklı öngermeli çelik bir halat ya da halatlar demeti yerleştirilip daha sonra bu deliklere beton enjeksiyonu yapılarak oluşturulan ve kendi üzerine uygulanan gerilme kuvvetini kayma dairesinin oldukça ilerisindeki sağlam zemine ileten yapısal bir uygulamadır (Şekil 4.15) (Coduto, 2006).

Toptan göçme yüzeyinin derinde olduğu ve ağırlık duvarlarının ekonomik olmadığı durumlarda kullanılırlar (Konuk, 2005). Zemin veya kayanın aktif kuvveti bu çekme elemanları sayesinde durdurulmaktadır. Çok fazla yanal basınçla birlikte kesme kuvvetlerinin artışıyla kazıklar çökebilir ve böyle durumlarda da ankrajlar tercih edilebilmektedir (Çavumirza, 2018). Kohezyonsuz zeminlerde sıkça kullanılırlar fakat uzun süreli yük taşıma kapasitelerindeki sınırlardan dolayı orta yumuşak kohezyonlu zeminlerde fazla tercih edilmezler (Abramson ve diğ., 1996).

Kafa, gövde ve kök olmak üzere üç bölümden oluşurlar (Şekil 4.14) (Huvaj, 2017). Kök kısmı enjeksiyonla yerleştirilir, bu sebeple çekme kuvvetleri kafa kısmında meydana gelir. Saha incelemesine göre ankrajların boyu, sıklığı ve sayısına karar verilmelidir (Çavumirza, 2018). Ankrajlar genellikle yatayla 10 ile 30 derece arasında bir açıyla yerleştirilir ve tasarım yükleri 50 ile 130 ton arasında değişir (Konuk, 2005).

Kayalarda, saplama olarak adlandırılan ankraj türleri kullanılmaktadır (Çavumirza, 2018). Saplamalar, açılan bir deliğe monte edilmektedir. Kayma potansiyeli olan kütleyi, kayma düzlemi altındaki sabit kütleye bağlamak amacıyla kullanılmaktadırlar. Kaya ankrajları tamamı çimento ile tutturulmuş gerdirilmemiş ön-güçlendirme bulonları ve gerdirilmiş ankrajlar olarak ikiye ayrılırlar. Gerdirilmemiş ankrajlar, sabit ancak hareket etme ihtimali olan blokların hareketini önlemek için tercih edilmektedir. Blokların hareket edip rahatlacağı yerde ise daha fazla hareketi önlemek amacıyla gerdirilmiş ankrajlar önem kazanmaktadır (Akbulut,2012).



Şekil 4.15: Ankraj kesiti (Huvaj, 2017).

4.5.5 Palplanşlar

Palplanşlar, şev iyileştirmelerinde genellikle geçici olarak kullanılan esnek yapı elemanlarıdır. Tekli veya bir dizi halinde zemine yerleştirilirler. Ahşap, çelik, betonarme gibi malzemelerden üretilirler.

Ahşap palplanşların uygulamasında zeminin durumu ve suyun etkisi göz önünde bulundurulur.

Betonarme palplanşlar ise, dayanıklı yapı elemanlarıdır fakat zemine çakılma işlemi zor olabilmektedir.

Çelik palplanşlar; dayanıklılığı, esnek yapısı, zemine kolay uygulanabilmesi, taşınabilirliği, tekrar kullanılabilme özeliğiyle en çok tercih edilen malzeme türüdür. Fakat diğer malzeme türlerine kıyasla daha maliyetlidirler. Çelik palplanş uygulamasına ait örnek Şekil 4.16’ da gösterilmiştir (Insapedia, 2018).

Ayrıca inşa edilme şekillerine göre palplanşlar, konsol (gömme) ve ankrajlı (bağlamalı) olarak sınıflandırılırlar.

Ankrajlı palplanşlar; 10 metreden fazla duvar yüksekliğinin olduğu durumlarda yatay basınç kuvvetlerinin oldukça fazla olması sebebiyle tercih edilirler.

Konsol palplanşlar ise; taşınabilirler ve daha ekonomiktirler (Çavumirza, 2018).



Şekil 4.16: Çelik palplanş uygulaması (Insapedia, 2018).

4.5.6 Kazıklar Ve Pasif Kazıklara Etkiyen Yanal Kuvvet

Şev duraylılığının sağlanması ve kaymaların kontrolü için kazıklı sistemlerin uygulanmasına geçtiğimiz yüzyılın ortalarından itibaren başlanmıştır. Yerleşim ve endüstri alanlarında arazi talebinin artması ve değerlendirilmesi ve aynı zamanda geniş çaplı kazıkların hızlı bir şekilde imal edilmesi, teknik ve aygıt olanakları gibi birçok sebepten dolayı kazıkların zemin kayma kontrolünde kullanımı yaygınlaşmıştır.

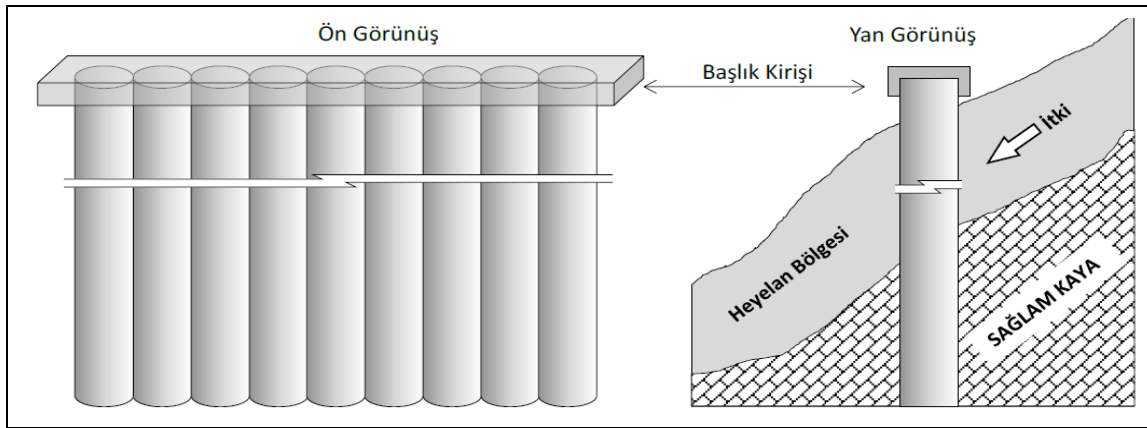
Şev duraylılığın sağlanması, kaydıran kuvvetlerin dengelenmesi için kayması olası olan zemin kütlesi önüne bir dayanma yapısının inşası gerekebilir. Büyük miktarlarda kazı gerektiren klasik duvarlar ekonomik bir çözüm değildir. Aynı zamanda duvarın inşası sırasında, kazı ile yerinden kaldırılan zemin kütlesi şevin duraylılığını bozarak ve durdurucu kuvvetleri azaltarak şantiye alanında şevin göçmesine neden olabilir. Palplanş perdesi ile kayması olası alan zemin kütlesine önlem alınması esnasında ise oluşacak titreşimler mevcut olan dengenin bozulmasına, zeminin hareketlenmesine, şevde güvenliğin azalmasına sebep olabilmektedir (Tekin, 2011).

Bu sebeple kazıklar şev hareketlerini önlemede etkili bir yöntemdir. Malzemelerine göre ahşap, çelik ve betonarme diye sınıflandırılmaktadır. Kazıklar, sağlam tabakaya kadar indirilmelidirler. Aksi takdirde kazıklar yetersiz kalabilir ve hatta kazık uç noktasının altındaki bir kaymada kazıklar hiçbir şekilde işlevini gerçekleştirmezler. Kazık boyları kayma yüzeyini geçip sağlam tabakaya oturacak şekilde hesaplanmalıdır. Saha incelemesine göre kazık malzemesine, boyuna, çapına ve sayısına (sıklığına) karar verilir. Ahşap kazıklar, ilk uygulanan kazık yöntemlerindendir. Uçları sivriltilerek uygulanırlar. Suyu ve organik çürümelere karşı dayanıksızdır fakat dış etkenlere karşı dirençlerini arttırmak için çeşitli kimyasallar uygulanabilir.

Çelik kazıklar diğer kazık türlerine göre taşınabilir ve kolay uygulanabilir kazık türüdür. Paslanma riski olmasına karşın antipas, boyama veya farklı kimyasal maddelerle bu risk ortan kaldırılmaya çalışılmaktadır. Ahşap kazıklara göre daha fazla yük taşırlar fakat maliyetlidirler.

Betonarme kazıklar farklı tekniklerle imal edilebilirler. Çakma kazıklar ve betonarme (fore-burgulu kazıklar) olarak sınıflandırılmaktadır. Çakma kazıklar fabrikada üretildikten sonra sahaya getirilip uygulanırlar (Çavumirza, 2018). Titreşimden etkilenen zeminlerde çakma kazıklar kullanılmamalıdır (Öz, 2007). Fore kazık tekniği ise, arazide çeşitli tekniklerle açılan deliklere (gerekli ise donatı yerleştirip) beton dökülme uygulamasıdır. Fore kazık uygulaması maliyetli bir yöntem olmasına karşın birçok probleme karşı kesin çözüm olarak sunulabilmesi nedeniyle ülkemizde oldukça yaygın bir kullanım alanı bulmuştur.

Kayma yüzeyi derinliği, şekli, zeminin yapısı gibi özellikler göz önüne alınarak, kazıkların yerleştirilme düzenleri belirlenmektedir. Kazıklar, kesişen, teğet veya aralıklı yerleşim düzenlerine sahiptirler. Şekil 4.17’ de birbirine teğet olan kazıkların görünüşü yer almaktadır. Kazık yöntemiyle şevlerin duraylılığının sağlanması genellikle, yüksek sürtünme dirençli ve kohezif zeminler için daha uygun görülmektedir (Çavumirza, 2018). Aynı zamanda sığ heyelanlarda da uygulanması oldukça başarılı sonuçlar vermektedir (Çavumirza, 2018).



Şekil 4.17: Birbirine teğet olan kazıkların görünüşü (Çavumirza, 2018).

a) Pasif Kazıklara Etkiyen Yanal Kuvvet

Ito ve Matsui Metodu

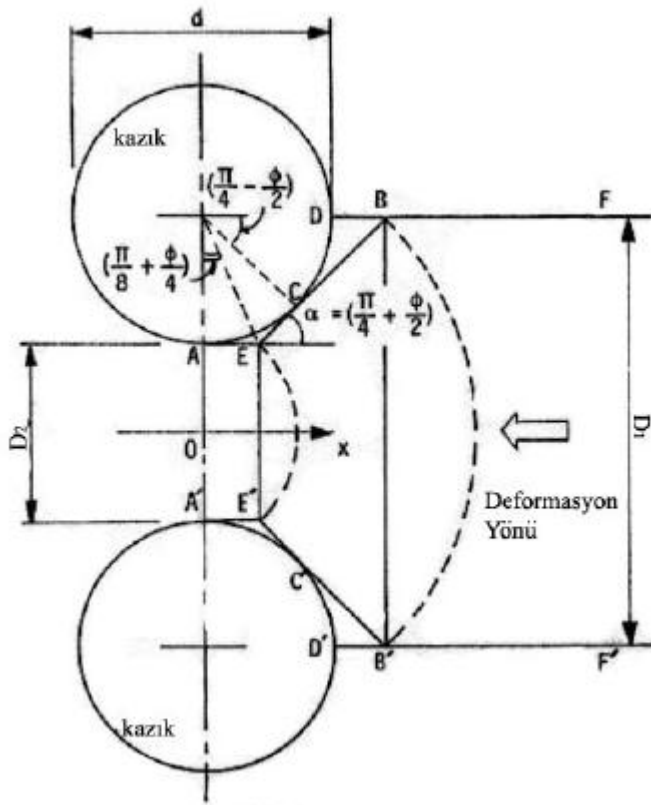
Şekil 4.18’ de gösterildiği gibi hareket halindeki zemin kazıklar arasından geçmek durumundadır (Önalp ve Arel, 2004). Kazıklar buna rijitlikleri ile direnirken zeminde iki kazık arasında kemerlenmektedir. Bu durumda zeminin uyguladığı kuvvet ile kazığın gösterdiği direnç arasında bir bağıntı olmalıdır (Önalp ve Arel, 2004).

Bu karmaşık problem Ito ve Matsui tarafından plastik deformasyon ve plastik akış teorilerine dayanarak çözümlenmeye çalışılmıştır.

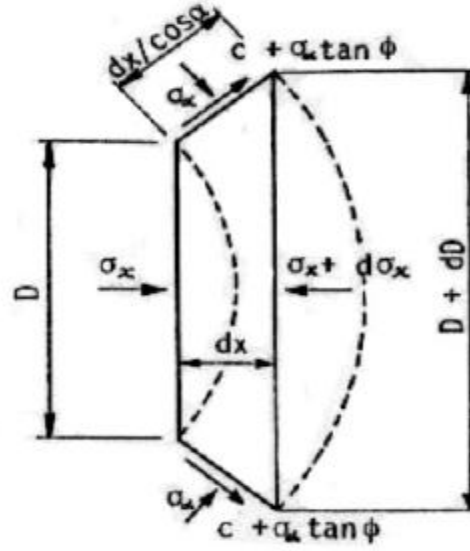
Plastik Deformasyon Teorisi;

Şekil 4.18’de ACDFD’D’A’C’A’ arasında kalan zemin göz önüne bulundurulup yanal toprak basıncını hesaplamak için şu varsayımlar yapılmıştır (Konuk, 2005);

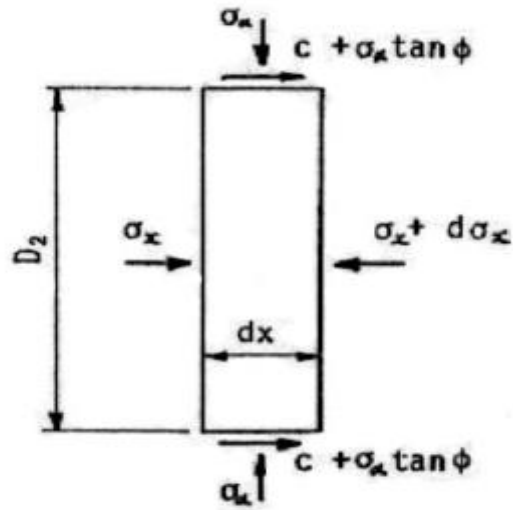
- Derinlik boyunca zemin tabakası düzlem şekil değiştirme konumundadır.
- Kazıklar rijittir.
- AEB, A'E'B' çizgileri arasında iki kayma yüzeyi oluşur ve EB ile E'B' x ekseniiyle ($\pi/4+\phi/2$) açısını yapar.
- AEBB'E'A' deki gerilme dağılımı, AEB ile A'E'B'' ye etki eden sürtünme kuvvetleri yokmuş gibidir.
- Zemin tabakası kazıkların hemen çevresindeki AEBB'E'A' de plastik halde kabul edilir ve burada Mohr-Coulomb akma kriterleri uygulanır.



Şekil 4.18: Kazıkların etrafındaki zeminin plastik deformasyonu (Önalp ve Arel, 2004).



Şekil 4.19: Deforme olan zemin elemanı EBB'E' ye etkiyen gerilmeler (Ito ve Matsui, 1975).



Şekil 4.20: Deforme olan zemin elemanı AEE'A' ye etkiyen gerilmeler (Ito ve Matsui, 1975).

AA' ve BB' düzlemleri arasındaki basınç farkı kazıklara gelen basıncı vermektedir. Kazıklara etkiyen yanal yük denklem (4.3)' ün derinlik boyunca integrasyonu ile hesaplanır (Konuk, 2005);

$$\begin{aligned}
 p &= cD_1 \left(\frac{D_1}{D_2} \right)^{(N_\varphi^{1/2} \tan \varphi + N_\varphi - 1)} \\
 &\left[\frac{1}{N_\varphi \tan \varphi} \left\{ \exp \left(\frac{D_1 - D_2}{D_2} N_\varphi \tan \varphi \tan \left(\frac{\pi}{8} + \frac{\varphi}{4} \right) \right) - 2N_\varphi^{1/2} \tan \varphi - 1 \right\} \right. \\
 &\quad \left. + \frac{2 \tan \varphi + 2N_\varphi^{1/2} + N_\varphi^{-1/2}}{N_\varphi^{1/2} \tan \varphi + N_\varphi - 1} \right] \\
 &- c \left\{ D_1 \frac{2 \tan \varphi + 2N_\varphi^{1/2} + N_\varphi^{-1/2}}{N_\varphi^{1/2} \tan \varphi + N_\varphi - 1} - 2D_2 N_\varphi^{-1/2} \right\} \\
 &+ \frac{\gamma z}{N_\varphi} \left\{ D_1 \left(\frac{D_1}{D_2} \right)^{(N_\varphi^{1/2} \tan \varphi + N_\varphi - 1)} \exp \left(\frac{D_1 - D_2}{D_2} N_\varphi \tan \varphi \tan \left(\frac{\pi}{8} + \frac{\varphi}{4} \right) \right) - D_2 \right\}
 \end{aligned} \tag{4.3}$$

Denklemden:

$$N_\varphi = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \tag{4.4}$$

Kohezyonsuz (c=0) zeminlerde birim boya etkiyen toprak basıncı (Ito ve Matsui, 1975);

$$p = \frac{\gamma z}{N_\varphi} \left\{ D_1 \left(\frac{D_1}{D_2} \right)^{(N_\varphi^{1/2} \tan \varphi + N_\varphi - 1)} \exp \left(\frac{D_1 - D_2}{D_2} N_\varphi \tan \varphi \tan \left(\frac{\pi}{8} + \frac{\varphi}{4} \right) \right) - D_2 \right\} \tag{4.5}$$

Kohezyonlu zeminlerde ise toprak basıncını (Ito ve Matsui, 1975);

$$p = c \left\{ D_1 \left(3 \log \frac{D_1}{D_2} + \frac{D_1 - D_2}{D_2} \tan \frac{\pi}{8} \right) - 2(D_1 - D_2) \right\} + \gamma z(D_1 - D_2) \quad (4.6)$$

Plastik Akış Teorisi;

Şekil 4.21’ de kazılar arasında akan ACDFD’D’C’A’ zemini incelenmiştir (Ito ve Matsui, 1975). Yanal kuvveti plastik akış teorisiyle hesaplamak için şu varsayımlar yapılmıştır (Konuk, 2005);

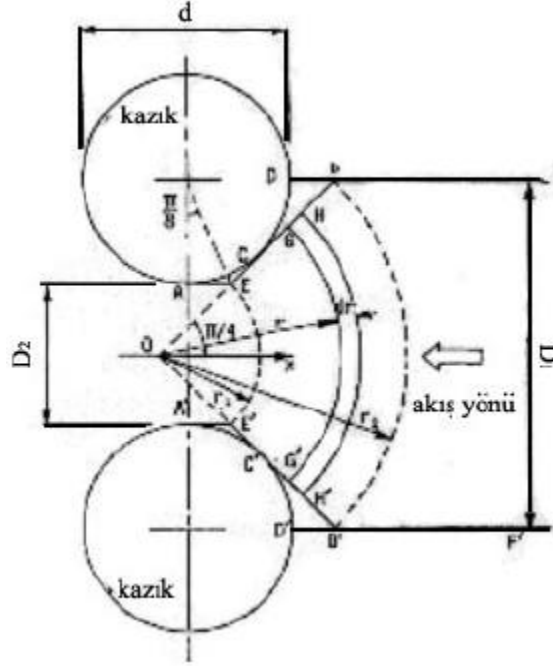
- Kazıklar rijittir.

- Derinlik doğrultusunda zemin tabakası üniform akıştıdır.

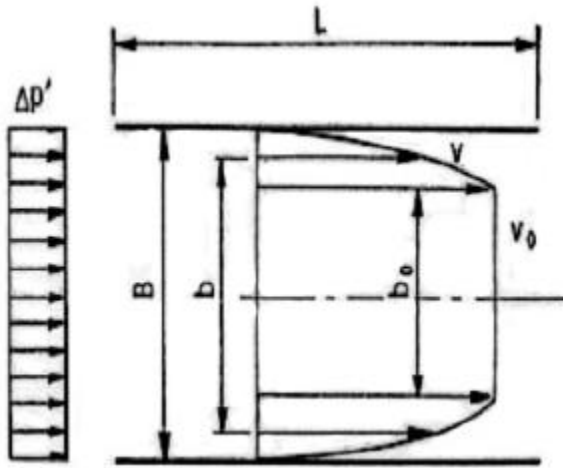
- GH ve GH’ dilimlerine küçük kil elemanı GHH’G’ tarafından belirli bir r yarıçapında iletilen kuvvet toprak basıncı ve GG’ genişlikli bir kanalda oluşan viskoplastik akıştan gelen kuvvetlerin toplamı olarak bulunabilir.

- Kazıkların çevresindeki AEBB’E’A’de visko-plastik bir akış oluşur, EBB’E’ bölgesindeki akış yönü “O” merkezine doğrudur. EB ile E’B’ doğruları x eksenine $\pi/4$ açısı yapar.

- Zemin tabakası kararlı haldedir ve visko plastik katı (Birmingham katısı, τ_y ve η_p) olarak temsil edilir.



Şekil 4.21: Kazıkların etrafındaki zeminde plastik akış (Ito ve Matsui, 1975).



Şekil 4.22: Düzgün tabanlı kanalda plastik akış (Ito ve Matsui, 1975).

Kazıklara etkiyen yanall yükler, düzgün tabanlı bir boruda kazıklar arası zemin akışının (Şekil 4.22), üstünde p basıncı bulunan plastik akışkanın akışı gibi modellenmesiyle elde edilmiştir. Kazığa birim boyda etkiyen yük (Ito ve Matsui, 1975);

$$p = \sqrt{2m\tau_y} \left\{ \sqrt{1 + \frac{m}{2\tau_y D_2^2}} - \sqrt{1 + \frac{m}{2\tau_y D_1^2}} + \log \frac{D_1 \left(1 + \sqrt{1 + \frac{m}{2\tau_y D_1^2}} \right)}{D_2 \left(1 + \sqrt{1 + \frac{m}{2\tau_y D_2^2}} \right)} \right\} \\ + (D_1 - D_2) \left\{ \frac{(\sqrt{2} - 1)\pi^2 m}{8D_2^2} + (\sqrt{2} - 1) \sqrt{\left(\frac{\pi^2 m}{8D_2^2} \right)^2 + \frac{\pi^2 m \tau_y}{4D_2^2}} + \frac{m}{D_2 D_1} \sqrt{2\tau_y} - 2c + \gamma z \right\} \quad (4.7)$$

Denklemdede;

$$m = \frac{16\eta_p v_1 D_1}{\pi^2} \quad (4.8)$$

De Beer ve Carpentier Metodu

Dee Beer ve Carpentier(1977) plastik deformasyon teorisini geliştirmişlerdir. Denkleme göre kazığının birim boyuna etki eden toprak basıncı (Fırat ve Kutunis, 2000);

$$p = \frac{\gamma z}{N_\varphi} \left(1 + \frac{\sin \varphi}{2} N_\varphi \right) \left[D_1 \left(\frac{D_1}{D_2} \right)^{F_1(\varphi)} e^{\frac{D_1 - D_2^{F_2(\varphi)}}{D_2}} - D_2 \right] \\ + c \cot g \varphi \left[D_1 \frac{\left(\frac{D_1}{D_2} \right)^{F_1(\varphi)}}{N_\varphi} \left(1 + \frac{\sin \varphi}{2} N_\varphi \right) e^{\frac{D_1 - D_2^{F_2(\varphi)}}{D_2}} - D_1 - D_2 \frac{1 + \frac{\sin \varphi}{2} N_\varphi}{N_\varphi} + D_2 \right] \quad (4.9)$$

Denklemdede;

$$F_1(\varphi) = \frac{N_\varphi}{\tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)} (1 - \sin \varphi) \tan \varphi + N_\varphi (1 - \sin \varphi) - 1 \quad (4.10)$$

$$F_2(\varphi) = \frac{1 - \sin^2 \varphi}{1 + \sin^2 \varphi} \tan \varphi \tan \left(\frac{\pi}{8} + \frac{\varphi}{4} \right) \quad (4.11)$$

Kazık boyunca yanal toprak basıncı kohezyonsuz zeminler için (c=0)

$$p = \frac{\gamma z}{N_\varphi} \left(1 + \frac{\sin \varphi}{2} N_\varphi \right) \left[D_1 \left(\frac{D_1}{D_2} \right)^{F_1(\varphi)} e^{\frac{D_1 - D_2 F_2(\varphi)}{D_2}} - D_2 \right] \quad (4.12)$$

Kohezyonlu zeminler içinse ($\phi=0$)

$$p = c \left[D_1 \left(2 \ln \frac{D_1}{D_2} + \frac{D_1 - D_2}{D_2} \tan \frac{\pi}{8} \right) - \frac{3}{2} (D_1 - D_2) \right] + (D_1 - D_2) \gamma z \quad (4.13)$$

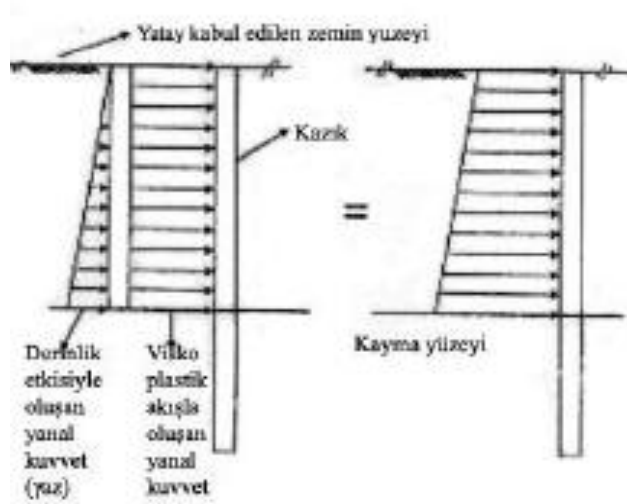
Visko-Plastik akışkan teorisinde yanal kuvveti hesaplamak için şu varsayımlar yapılmıştır (Fırat ve Kutanis, 2000);

- Kuvvet, kazık gövdesine dik etki edeceği varsayılır.
- Kazığı geçen akışkan, aynı seviyede sabit ve simetriktir.
- Visko-plastik akışkan 2 boyutlu ve derinlik boyunca üniformdur.
- Zemin tabakası, akma gerilmesi τ_y ve plastik viskozite η_p ile birlikte Bingham plastik model yaklaşımıyla temsil edilmiştir.

Kazık birim boyuna etki eden toprak basıncı;

$$F = \frac{2}{Re} \int_0^x (\eta\omega - \frac{\partial}{\partial \varepsilon} (\eta\omega)) \sin \theta d\theta \quad (4.14)$$

Yanal kuvvetteki derinlik etkisi $\omega = \gamma dz$ formülüyle belirtilen ek bir kuvveti visko plastik akışkan ile oluşan yanal kuvvete eklenmesiyle hesaba katılır. Derinlikten dolayı kazığa etkiyen kuvvetin grafik olarak gösterimi Şekil 4.23’ de mevcuttur (Fırat ve Kutanis, 2000).



Şekil 4.23: Yanal kuvvet hesabına derinlik etkisinin eklenmesi (Fırat ve Kutanis, 2000).

4.5.7 Zemin Çivisi

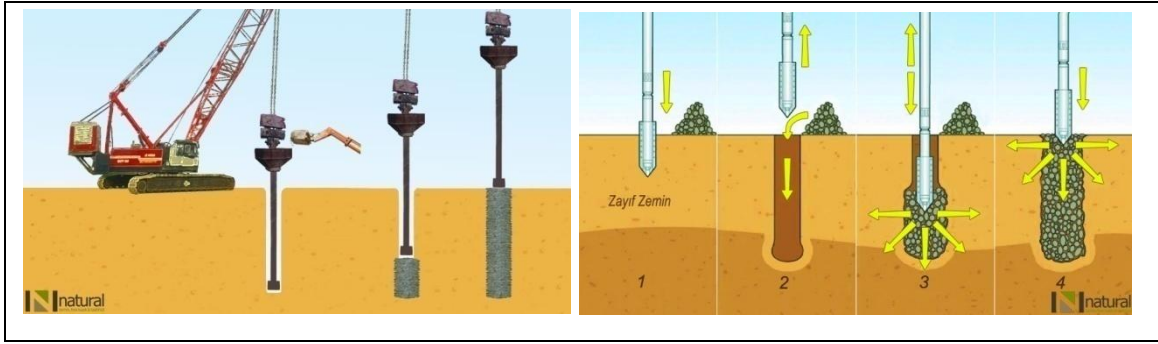
Zemin çivisi yöntemi zemine şerit çubukların yerleştirilmesiyle kompozit bir yapı oluşturulmasıdır. Zemin çivisi adı verdiğimiz bu çubuklar zemin içine çakılır yada enjeksiyon yoluyla yerleştirilir. Daha sonra şevin ön yüzü kaplamayla örtülerek çivilerin birbirine bağlantısı sağlanır. Kaplama, hasır çelik veya rijit elemanlarla donatılan püskürtmeli betondan yapılır. Zemin çivisi yöntemi granüler ve kohezyonlu zeminlerde ayrıca göreceli olarak heterojen yataklarda uygulanır (Abramson ve diğ., 1996). Şekil 4.24’ de zemin çivisi uygulaması yer almaktadır (Naturalzemin, 2016).



Şekil 4.24: Zemin çivisi uygulaması (Naturalzemin, 2016).

4.5.8 Taş Kolonlar

Taş kolonlar, zeminde çukur açılarak içine çakıl yerleştirilip sıkıştırılmasıyla oluşurlar. Yerleştirilip sıkıştırılan çakıllar, zemine kıyasla daha yüksek elastisite modüllerine sahip olması sebebiyle zemin içinde kazık veya kolon oluşturur ve zeminin ortalama kayma mukavemetini arttırlar (Bromhead, 1986). Ayrıca boşluk suyu basıncında azalmalara sebep olup drenaj görevi görürler. Taş kolonların inşası için başlangıçta dinamik yer değiştirme veya vibrokompaksiyonla zemine dikey delikler açılır ve bu delikler içine taşlar yerleştirilip sıkıştırılır (Şekil 4.25) (Naturalzemin, 2016). Yapılan araştırmalar sonucunda taş kolon uygulaması 3 ila 15 kN/m² arasında değişen kayma mukavemetine sahip zeminler için uygun olduğu görülmüştür. Taş kolonlar için, daha düşük kayma mukavemetine sahip zeminlerde yeterli yanal destek sağlanamayacağından aşırı deformasyonlar görülebilmektedir (Abramson ve diğ., 1996).



Şekil 4.25: Taş kolon uygulaması (Naturalzemin, 2016).

4.5.9 Geofabrik Uygulaması

Geotekstil malzemeler özellikle risk teşkil eden diklikte şevler istenildiğinde ve göçmenin önceden meydana geldiği şevlerde kullanılırlar. Düşük elastisite modüllerine sahip geotekstiller projelendirmede %5 - %10' a varan şekil değiştirmelerde çalışabilirler. Geotekstil malzemeler stabilite analizinde rijit bir malzeme gibi değerlendirilir (Abramson ve diğ., 1996).

4.6 Zemini Sıkılaştırma

4.6.1 Sıkıştırılmış Zemin-Çimento dolgusu

Yerel zeminin içerisine sıkıştırılmış çimento dolgusu yapılmasıyla zeminde sıkılaşma elde edilir. Bu yöntem göçmüş zeminde bir kiriş oluşturarak stabiliteyi artırır. Zeminin kayma mukavemetindeki artış karışım içerisindeki çimento miktarıyla doğru orantılıdır. Çimento kohezyonsuz zeminlerde daha iyi karışabileceği için bu zeminlerde kullanımı daha uygundur. Ayrıca çimento enjeksiyonun zeminin permeabilitesini düşüreceğinden suyun drene edilmesi için gerekli önlemler alınmalıdır (Abramson ve diğ., 1996).

4.6.2 Enjeksiyon

Enjeksiyon, şerbetleme veya grouting olarak da adlandırılmaktadır (Çavumirza, 2018). Enjeksiyon yönteminde amaç, zemindeki çatlak, boşluk veya boşluklardaki suyun yerine çeşitli kimyasal şerbetler veya çimento harcı yerleştirilmesi suretiyle stabil bir iskelet oluşturup, zemindeki süreksizlikleri gidermek ve sağlamlığını arttırmaktır. Enjeksiyon malzemesinin yerleştirilebilmesi için uygulanan basınç jeolojik basınçtan daha yüksektir (Abramson ve diğ., 1996). Enjeksiyona uygun zeminler, basınç altındaki yeterli miktarda enjekte edilecek malzemenin yerleşmesine izin veren zeminlerdir. Zeminin karakteristik özellikleri, geçirimsizliği ve gradasyonu enjeksiyon için uygunluğunu belirler (Çavumirza, 2018).

Bu yöntem; heyelanlı bölgelerde, zeminin özellikleriyle birlikte kayma yüzeyinin derinliği formu bilinip buna uygun bir şekilde uygulandığında etkili sonuçlar vermektedir. Uygulama alanlarına göre enjeksiyonun basıncı, hızı, enjeksiyon malzemeleri ve bu malzemenin hacmi değişmektedir. Genel olarak 4 farklı şekilde enjeksiyon uygulaması yapılmaktadır (Şekil 4.26) (Tunçdemir,2004). Bu uygulama çeşitleri kompaksiyon, emdirme, jet ve çatlatma enjeksiyonlarıdır. Her bir uygulama türü için farklı ekipmanlar kullanılmaktadır (Tunçdemir,2004).

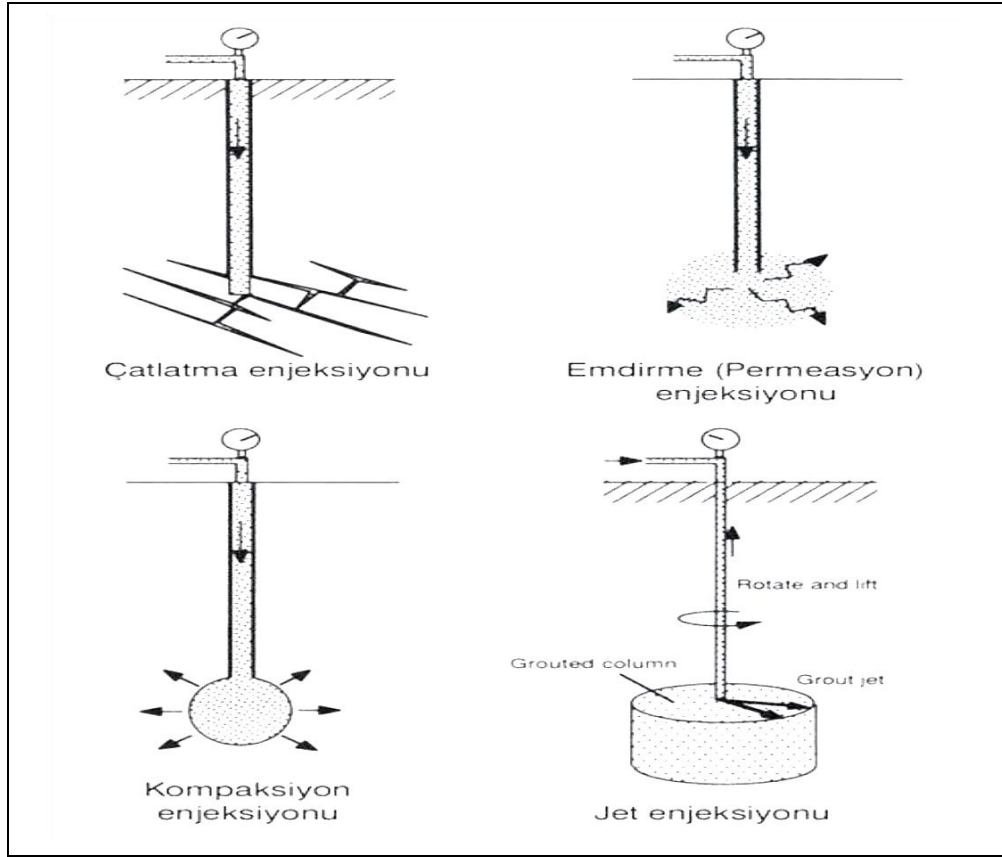
Emdirme enjeksiyonunda düşük basınç ile zeminde büyük farklılıklar olmayacak şekilde ufak çatlaklar ve boşluklar doldurulur.

Kompaksiyon enjeksiyonunda, katı enjeksiyon malzemesi yüksek basınç ile verilmektedir. Enjeksiyon bölgesi çevresinde bu malzeme giderek genişleyerek zeminin gevşekliği giderilir.

Jet enjeksiyonu, zeminin içine açılan sondaj kuyusuna basınçlı hava ile su ve çimento enjeksiyonu yapılmasıdır. Ekipman sondaj kuyusunun en altına indirilir ve enjeksiyona başlanarak yavaş yavaş yukarıya doğru çekilir. İnşaya izin vermeyen kötü zeminlerin iyileştirilmesinde oldukça etkili bir yöntemdir.

Çatlatma enjeksiyonu genellikle geçirimsizliği az olan ve ince taneli zeminlerin iyileştirilmesinde kullanılır. Bu yöntem yüksek basınç altında, düşük viskoziteli çimento ile kontrollü olarak zeminin çatlatılması işlemidir (Çavumirza, 2018).

Enjeksiyon şev topuğuna gerekli desteği sağlaması amacıyla en aşağıdan başlamalıdır. Enjeksiyon delikleri zeminin özelliklerine göre 3 ila 4.5 metre arasında değişir (Abramson ve diğ., 1996).



Şekil 4.26: Enjeksiyon türlerinin şematik görseli (Tunçdemir, 2004).

4.6.3 Ön Konsolidasyon

Killi zeminlerin mukavemeti sürşarj dolgusuyla arttırılabilir. Geotekstil ya da kum drenajla birlikte de kullanılabilen bu yöntem bazı durumlarda yumuşak temel zemini üzerindeki dolgu zeminler için elverişlidir. Amaç inşa aşamalarında meydana gelecek konsolidasyonun bir kısmının önceden gerçekleştirilmesidir. Ön

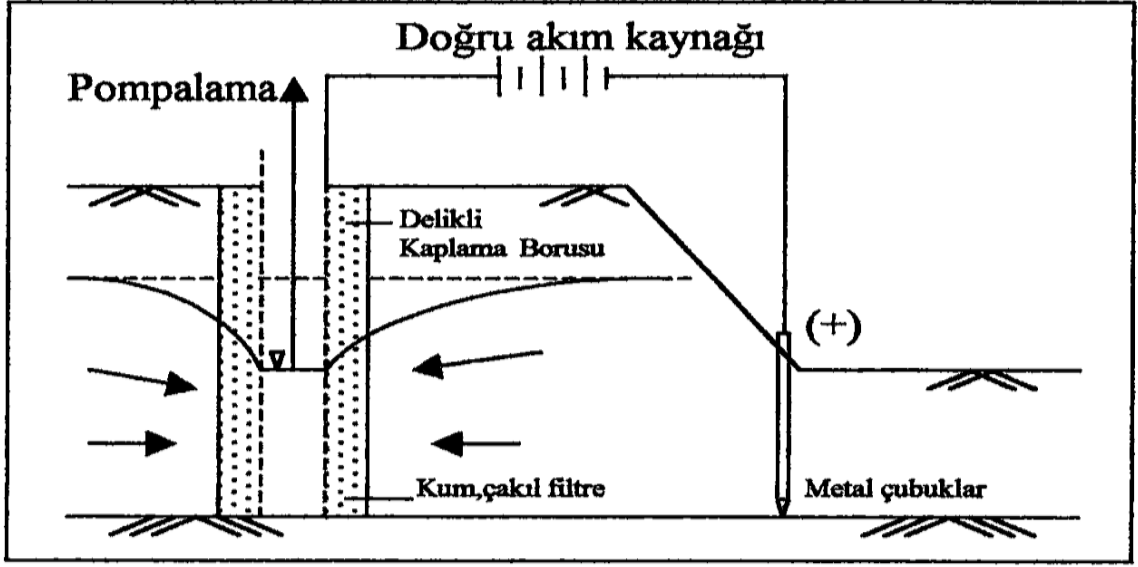
konsolidasyonun zaman alacağı durumlarda boşluk basınçlarının dağılabilmesini hızlandırmak amacıyla drenajla birlikte uygulanır (Abramson ve diğ.,1996).

4.6.4 Termal İyileştirme

Bu yöntem şev stabilizasyonu için Romanya ve ABD’ de kullanılmıştır. Romanya’ da bu yöntemin uygulanmasında; iki delik açılarak, deliklerin birinden boşaltılan benzin yakılması ve diğer delikten ise gazın çıkması sağlanmıştır. Böylece yüksek ısı sayesinde dolgu veya şevin tüm suyunu kaybetmesi sağlanır. Bu yöntem yüksek enerji ihtiyacı sebebiyle ancak özel durumlarda tercih edilir (Abramson ve diğ., 1996).

4.6.5 Elektro-osmoz

Elektro-ozmoz yöntemiyle mevcut suyun akış yönüne, yapay bir elektrik akım sistemi sayesinde müdahale edebilmektedir. Oluşturulan yapay elektrik akım sistemi anot ve katot düzeneğiyle bir gerilim ortamı oluşturur ve bu gerilim ortamı sayesinde zemindeki su anottan katota doğru hareket ederek katotta birikir (Çavumirza, 2018). Daha sonra biriken bu su, drene edilerek şevin stabilizasyonu sağlanır (Şekil 4.27) (Genç, 2010). Dane çapı 0,0002 ile 0,002 inç arasında değişen killi zeminler için uygun bir yöntemdir (Konuk, 2005).



Şekil 4.27: Elektro-ozmoz yönteminde sistemin çalışma prensibi (Genç, 2010).

5. ARAZİ VE LABORATUVAR DENEYLERİ

Şev stabilitesinde arazi ve laboratuvar çalışmaları, mevcut şevin, yeni oluşturulacak dolgu şevinin veya yeni oluşturulacak yarma şevinin güvenlik durumunun tespiti, varsa hareket ve göçme nedenlerinin bulunması ve alınacak önlemlerin belirlenmesi amacıyla yapılır. Özetle şev duraylılığının incelenmesi için yapılan çalışmalardır.

5.1 Arazi Çalışmaları

Şev duraylılığının incelenmesine arazi çalışmalarıyla başlanır. Arazi çalışmaları diğer çalışmalardan farklı olarak yerinde, doğal ortamında yapılmaktadır. Bu çalışmalarda özel ekipmanlar araziye getirilip şev hareketleri ile ilgili veriler titizlikle toplanmaya çalışılır (Akçakal, 2009). Arazide yapılan deneylerde numune alınırken örselenme en aza indirilmekte ve zemin bulunduğu çevre koşulları altında deneye tabi tutulmaktadır. Yerinde yapılan bu deneylerde zeminin kayma mukavemeti gerilme deformasyon ilişkisi, permeabilite bulunabilmektedir. Boşluk basıncı, doygunluk derecesi, gerilme durumu belirlenebilmektedir (Öz, 2007).

5.1.1 Sahanın Gözlemlenmesi

Arazinin duraysızlık belirtilerinin gözlemlenmesi, varsa çevre arazilerdeki kayma durumu, havadan arazinin fotoğraflanması gibi çalışmaları kapsar.

5.1.2 Topografik Çalışmalar

Şev hareketi durumunun tespiti için, topografik planlara, arazi plankoteleri ve kesitlerine ihtiyaç vardır. Kaymanın önemi, arazinin büyüklüğü gibi sebeplere bağlı olarak plankotelerin ölçeği belirlenir. Genellikle 1/500–1/1000 ölçekleri uygundur. Plankotede dereler, tepeler, karayolları, demiryolları, akarsular, göller, kanallar, boru

hatları ve sondaj yerleri gibi yerler bulunuyorsa hepsi ve kayma bölgesi tam olarak belirtilmelidir (Atalay ve Bekaroğlu, 1973).

5.1.3 Zemin Araştırmaları

Gözlemlere yüzeyden başlanıp daha sonra gerektiği takdirde açılan muayene çukurları ve sondajlar sayesinde detaylı mühendislik jeolojisi haritalarının ortaya konulmasını kapsar. Jeolojik ve jeofizik çalışmalar ile malzemenin yerinde mi oluşmuş yoksa taşınmış olup olmadığı belirlenebilmekte veya jeolojik yüklerde zamanla değişikliğin meydana gelip gelmediği ve şev hareketini tetikleyen bir kuvvetin var olup olmadığı saptanabilmektedir. Ayrıca fiziksel özellikleri bakımından büyük farklılıklar gösteren zemin tabakalarının sınırları belirlenebilmekte yer altı suyu hakkında bilgi edinilebilmektedir (Öz, 2007).

Sondaj kuyusu veya muayene çukurları içine yerleştirilen delikli bir tüp yardımı ile yer altı su seviyesi belirlenebilir. Az geçirimli zeminlerde bu suyun dengeye gelmesi zaman alacağından kısa sürelerde ölçülen su seviyelerine güvenilmemelidir. Az geçirimli zeminlerde tüplere dolan su miktarının az olması ile beraber buharlaşma durumu da göz önüne alınca yer altı su seviyesini belirlemek için boşluk suyu basıncını ölçen piyezometreleri kullanmak gerekebilir (Öz, 2007).

Zemin özellikleri ve kayma yüzeyinin belirlenebilmesi için (1.5*2.5 m.) boyutlarında çukur açılması suretiyle kayma yüzeyi gözle ayırt edilmeye çalışılır. Aynı zamanda (2*2 m.) genişliğinde, 10-15 m derinliğinde, yüzeyi zayıf dayanımlı beton kaplı, kaplama kuyuları açıldıktan sonra yeni kaymalar beklenip ve bu yeni kaymaların oluşturduğu kuyunun yüzeyindeki deformasyonlardan yola çıkarak kayma yüzeyi belirlenebilmektedir (Öz, 2007).

Sondaj, zemin araştırmalarında kullanılan bir diğer yöntemdir. Bu yöntemde zeminden alınan numuneler yardımıyla zemin tabakalarının sınırları derinlikleri zemin özellikleri belirlenir. Sondajlara mümkün olması durumunda kayma bölgesi ortasından başlanmalı ve kayma eğilimi gösteren kütlenin derinliği bulunmaya çalışılmalıdır. Sonra

yapılan sondajlarla topuk bölgesi belirlenmeye çalışılır. Sondajlar kayma eksenini boyunca yapılmalıdır. Diğer sondajlar ise kayma yüzeyi boyunca zemin profilini elde edebilecek şekilde ve kayma bölgesinin kritik noktalarında, yeterli sayıda yapılır. Sondaj kotu ve numarası belirlenerek plankoteye işlenmelidir. Alınan numuneler parafinlenmelidir ve kaymanın meydana geldiği yerin ismi, tarihi, kilometresi, alan kişinin ismi, alınış doğrultusu gibi bilgiler kaydedilmelidir (Öz, 2007).

Sondajlar sonucunda karşılaşılan, su muhtevasında ani bir artış, sudan dolayı zemindeki renk değişimi ve düşük penetrasyon değerleri kayma yüzeyine yakın bölgenin belirtileridir. Ayrıca numunelerde görülen parlak cilalı yüzeyler ve birbirine paralel kırık çizgiler de kayma yüzeyi belirtilerindendir (Öz, 2007).

5.1.4 Standart Penetrasyon Deneyi (SPT)

Deneyde amaç silindirik şeklindeki bir malzemenin zemine sokulmaya çalışılarak, zeminin bu sokulmaya karşı gösterdiği direnci bulmak ve zeminden numune almaktır.

Kohezyonsuz zeminlerden standart ve klasik numune alıcılarla örselenmemiş örnek almak hemen hemen olanaksız olduğu için bu tip zeminlerin mühendislik özellikleri laboratuvar deneyleri ile belirlenememekte, bu yüzden bu tür zeminlerde SPT gibi arazi deneyleri tercih edilmektedir. Standart penetrasyon deneyi ile kohezyonsuz zeminlerin izafi yoğunlukları belirlenebilmekte, zeminlerin indeks özelliklerini tespit etmeye yönelik laboratuvar deneyleri için örselenmiş örnek alınabilmektedir. Ayrıca standart penetrasyon deneyi kumların sıkıştırılma (kompaksiyon) derecelerinin belirlenmesine, sıvılaşma potansiyellerinin değerlendirilmesine, içsel sürtünme açıları, elastisite modülleri, killerin drenajsız kesme mukavemeti, hacimsel sıkışma indisi gibi değerlerin belirlenmesine dolaylı olarak olanak sağlar.

5.1.5 Permeabilite Deneyi

Zeminin permeabilite katsayısını bulmak amacıyla yapılır. Granüler zeminlerde sabit seviyeli permeabilite deneyi, ince daneli zeminlerde düşen seviyeli permeabilite deneyi yapılır. Düşen seviyeleri permeabilite deneyinde kuyu tamamıyla su ile doldurulur. Seviyedeki düşüm başlangıçtan itibaren belli sürelerde okunur. Okumalar 0, 1, 2, 4, 8, 15, 30. dakikalarda alınır. Deney süresince kuyu tabanında herhangi bir sediman birikmesi olup olmadığı kuyu derinliği ölçülerek tespit edilir. Sabit seviyeli permeabilite deneyi ise su seviyesinin kuyu ağzında sabit kalması için sürekli kuyuya su verilmesiyle gerçekleştirilir. Temiz su kullanılması önemlidir. Deney süresince su seviyesi kuyu ağzına ulaşacak şekilde su akışı sürdürülür, su akış miktarı testin başlamasından itibaren 5 dakika aralıklarla ölçülür. Toplam su akış miktarı 10 dakika sonunda kaydedilir. Test süresince testin başladığı andaki sıfır okuması, 5. dakika okuması ve 10. dakika okuması kaydedilmiş olur.

5.1.6 Plaka Yükleme Deneyi

Plaka yükleme deneyi zemin mukavemetini belirlemek amacıyla yapılan bir arazi deneyidir. Bu test temel olarak temel seviyesinde çapı 30 - 75 cm olan dairesel çelik levhayı yüklemek ve her bir yük artımına tekabül eden oturma miktarının belirlenmesinden ibarettir.

5.1.7 Presiyometre Deneyi

Presiyometre deneyi ile yanal toplam gerilme, kumlarda kayma mukavemeti açısı, kayma modülü, killerde yatay konsolidasyon katsayısı ve killerin drenajsız kayma mukavemeti bulunabilmektedir (Öz, 2007).

5.1.8 İnklinometre Deneyi

Mühendislik yapılarının inşası sırasında ve sonrasında ortamda oluşabilecek deformasyonların ve şev hareketlerinin, gözlenmesi, tespiti amacıyla inklinometre ölçümleri yoğun olarak kullanılmaktadır. İnklinometre ölçümü ile zeminde yatayda olan tüm hareketler tespit edilebilmektedir. Baraj gövdelerinde kazıklı temel sistemlerinde de imalat esnasında inklinometre boruları yerleştirilerek gövde de ve kazıklı temellerde olan hareketler ölçülebilmektedir.

Zeminde açılan sondaj kuyusuna, üzerinde inklinometre probunun düzgün olarak hareket edebileceği kanallar bulunan inklinometre borusu, borunun kanalları kayma düzlemine dik olarak yerleştirilmelidir. İnklinometre borusu kuyuya indirilmeden önce borunun yanına kuyuya dipten yukarı doğru çimento enjeksiyonu basacak şekilde hortum bağlanır. İnklinometre borusunun ve enjeksiyon hortumunun kuyuya indirilmesini ardından enjeksiyon hortumundan kuyuya çimento-su karışımı basılarak, çimento-su karışımı kuyu ağzına ulaşana kadar devam edilir. Çimento su karışımının priz almasından sonra inklinometre probunu kuyuya yerleştirilip aşağıdan itibaren hem X hem de Y yönünde kayıt alınabilir. Bu alınan ilk kayıt referans alınarak daha sonra belirli aralıklarla alınan kayıtlarla kıyaslanır ve zemindeki hareketin yönü, hızı ve konumu belirlenir.

5.2 Laboratuvar Deneyleri

Zemin ve kaya özelliklerinin belirlenebildiği laboratuvar yöntemleri, en yaygın yöntemlerdir. Araziden alınan numuneler üzerinde laboratuvar ortamında modelleme yapılır ve zeminin mühendislik özellikler ortaya konur (Coduto, 2006).

5.2.1 Elek Analizi ve Hidrometre Deneyi

Bu deney sayesinde zeminde bulunan dane dağılımı belirlenebilir. Elekten geçen malzeme oranına göre zeminin içindeki çakıl miktarı, kum miktarı, kil miktarı ve silt miktarı öğrenilmiş olur.

200 numaralı elekten geçen ince taneli zeminlerin dane dağılımı hidrometre deneyi yardımıyla bulunmaktadır. 50 gr kuru numune ile hazırlanmış olan 1000 ml' lik suspansiyon içerisinde bulunan danelerin çaplarına bağlı olarak çökme hızlarının değişmesinden yararlanılarak analiz yapılan bir yöntemdir (Yalçinkaya, 2019).

5.2.2 Atterberg Limit Deneyleri

Kıvam limit deneyleri olarak da adlandırılırlar. Zeminin durumu değişen su içeriklerine göre belirlenir. Zemine gereğinden fazla su verilmesi durumunda zemin akıcı (likit) hale gelmektedir. Bu tür viskoz sıvı haldeki zeminlerin kesme dirençleri yoktur. Numunenin viskoz sıvı halden plastik hale geçiş durumundaki su içeriğine likit limit (w_L) denir. Numunenin plastik halden yarı plastik hale geçişi sırasındaki su muhtevasına plastik limit (w_P) denir. Zemin numunesinin su kaybederek hacim küçülmesinin durduğu yani yarı plastik halden katı hale geçtiği andaki suya doymuş su muhtevasına rötre limit (w_R) denir.

5.2.3 Piknometre Deneyleri

Bu deney yöntemiyle zeminlerin dane birim hacim ağırlıkları belirlenir. 4 no' lu elekten geçen malzeme fırında kurutulduktan sonra, kohezyonsuz zeminde 150 gram kohezyonlu zeminde 50 - 75 gram malzeme alınıp piknometreye tartılıp doldurulur. Piknometre yavaş yavaş sallanarak ve ağız kısmına vakum uygulanarak zemin içindeki hava tahliye edilmeye çalışılır. Sonra piknometreye havası tamamen alınmış su eklenir ve tartılıp su ağırlığı belirlenir. Daha sonra numunenin kuru ağırlığının belirlenmesi için numune fırında kurutulur ve deney tamamlanır (Yalçinkaya, 2019).

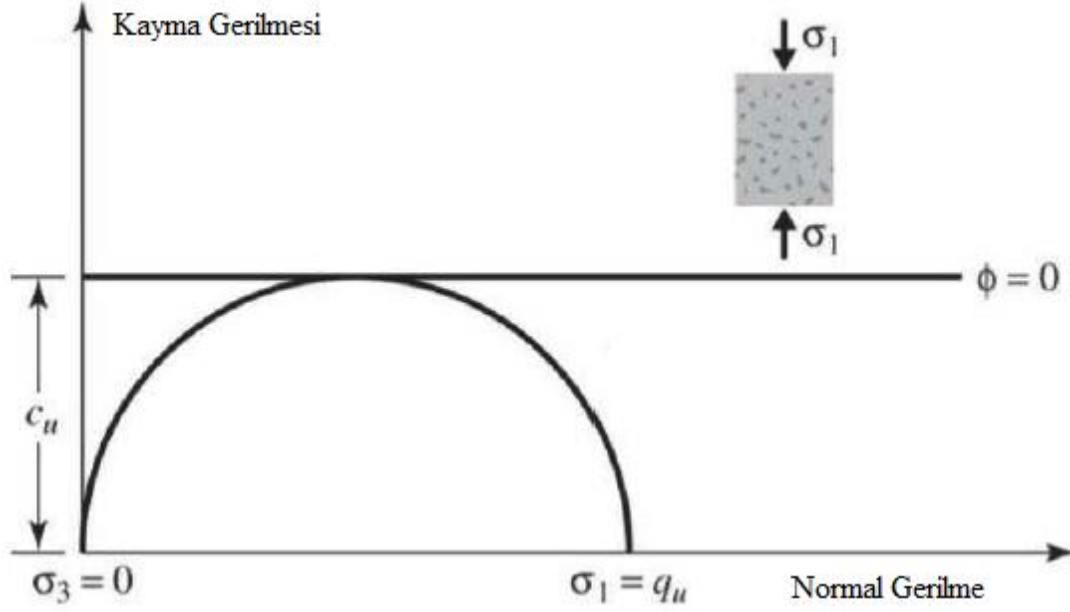
5.2.4 Kesme Kutusu Deneyi

Kesme kutusu deneyi ile kayma mukavemeti parametreleri belirlenir. Zemin numunesi, iki parçadan oluşan bir parçası sabit iken diğeri kuvvet etkisi altında serbest şekilde hareket edebilen kaba yerleştirilip zemine yatay bir kesme kuvveti etki ettirilir ve zemin kırılmaya zorlanır. Öncesinde numune üzerine normal gerilme uygulanarak zeminin konsolide olması sağlanmaktadır. Zeminin belirlenmiş bir normal gerilme altında şekil değiştirmeye neden olan kayma gerilmesi zeminin kayma mukavemetini göstermektedir. Farklı normal gerilmeler altında farklı kayma gerilmeleri bulunarak mohr- coulomb kayma zarfı elde edilir (Yalçınkaya, 2019).

5.2.5 Tek Eksenli Basınç Deneyi

Tek eksenli basınç deneyinde, numunenin sadece bir yönde etki ettirilen kuvvete karşı göstermiş olduğu direnç belirlenir. Yalnızca kil numuneler üzerinde uygulanabilir. Silindirik şeklindeki zemin numunesine eksenel doğrultuda yükleme yapılır ve yük artışlarıyla ters orantılı olarak zemin numunesinin boyunda kısalma meydana gelir ve böylece gerilme şekil değiştirme eğrileri elde edilmiş olur. Hızlı yükleme ile deney sırasında drenajsız koşullar elde edilmeye çalışılır. Eksenel gerilmenin maksimum değeri zeminin serbest basınç mukavemeti olan (q_u) değerini verir. Şekil 5.1' de Tek eksenli basınç deneyinde göçmenin olduğu andaki gerilme durumunu gösteren Mohr dairesi ve drenajsız kayma mukavemeti gösterilmiştir (Yalçınkaya, 2019).

$$\tau_f = c_u = \frac{1}{2}q_u \quad (5.1)$$



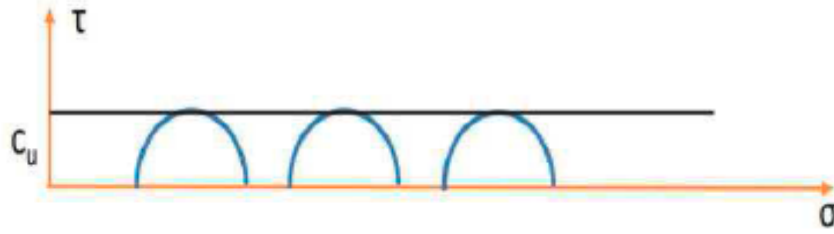
Şekil 5.1: Mohr dairesi ve drenajsız kayma mukavemeti (Yalçinkaya, 2019).

5.2.6 Üç Eksenli Basınç Deneyi

Zeminin kayma mukavemeti parametrelerini belirlemek için yapılan deneydir. Zemin tabakaları arazi şartlarında belirli jeolojik yüklerin etkisi altında olduğundan, numune deneye tabi tutulmadan önce her üç doğrultuda hidrostatik gerilme uygulayarak arazi koşullarına yaklaşılmaya çalışılır. Sonrasında numuneye tek doğrultuda eksenel basınç uygulanarak, gerilme deformasyon değişimleri kaydedilir. Kırılmanın gerçekleştiği gerilme belirlenir. Yükleme hızı zeminin permeabilitesine bağlı olarak belirlenir. Drenaja izin verilmediği takdirde, boşluk suyu basıncında oluşan değişim; drenajlı durumda ise numunenin hacim değişikliği saptanmaktadır. Deney, farklı konsolidasyon ve drenaj durumları için uygulanabilir niteliktedir. Deneyde, numuneye birbirine dik üç doğrultuda asal gerilmeler uygulanmaktadır. En büyük gerilme σ_1 , en küçük gerilme σ_3 , orta eksenel gerilme ise σ_2 olmak üzere, deney başında; $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ birbirlerine eşittir. Deney süresince; $\sigma_2 = \sigma_3$ olacaktır. σ_1 ise kırılma gerçekleşinceye kadar arttırılacaktır. Deney sırasında en büyük gerilme olan σ_1 uygulanan eksenel gerilme ile hücre basıncının toplamına eşittir. Numuneye uygulanan eksenel gerilme ($\sigma_1 - \sigma_3$), deviatör gerilme olarak adlandırılır.

a) Konsolidasyonsuz-drenajsız deneyler (UU-deneyleri)

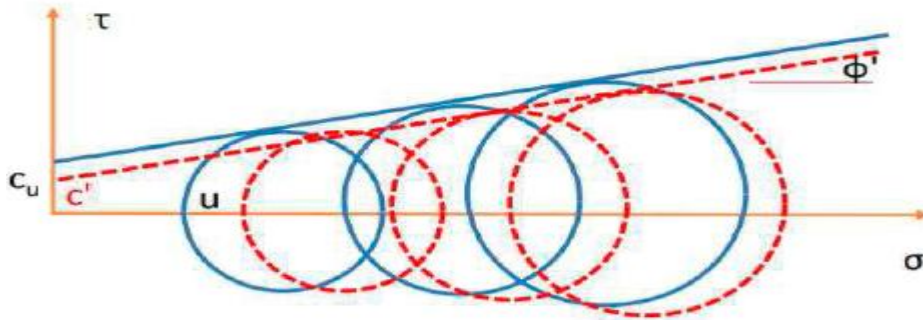
Suyun drene olmasına izin verilmez (Şekil 5.2) (Yalçınkaya, 2019).



Şekil 5.2: UU – Deney sonuç grafiği (Yalçınkaya, 2019).

b) Konsolidasyonlu-drenajsız deneyler (CU-deneyleri)

Zemin numunesinin önce konsolide olmasına izin verilir daha sonra drenajsız durumda eksenel yükleme uygulanır (Şekil 5.3) (Yalçınkaya, 2019).



Şekil 5.3: CU – Deney sonuç grafiği (Yalçınkaya, 2019).

Normal konsolide killerde $c' \approx 0$ (5.2)

Efektif gerilme türünden; $\tau_f = \sigma' \tan \phi'$ (5.3)

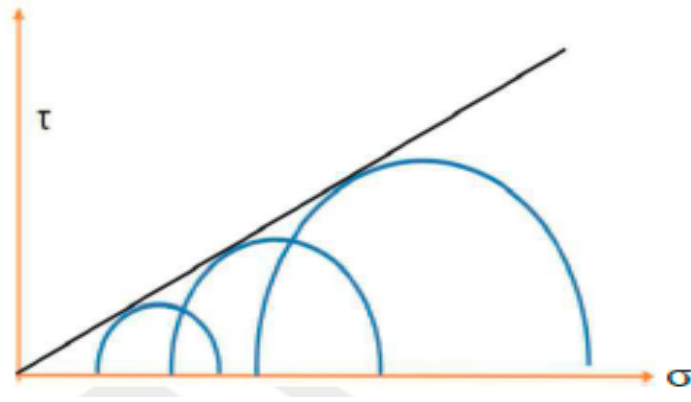
Aşırı konsolide killerde, $c' \neq 0$ (5.4)

Efektif gerilme türünden, $\tau_f = c' + \sigma' \tan \phi'$ (5.5)

Drenajsız deneylerde zemindeki boşluk suyu basıncında artışlar gözlemlenmektedir (Yalçinkaya, 2019).

c) Konsolidasyonlu-drenajlı deneyler (CD-deneyleri)

Hem eksenel yüklemede hem de hücre basıncında drenaj yapılmasına izin verilir (Şekil 5.4) (Yalçinkaya, 2019).



Şekil 5.4: CD – Deney sonuç grafiği (Yalçinkaya, 2019).

6. ŞEV STABİLİTESİ İYİLEŞTİRME ÖRNEĞİ

Bu çalışma kapsamında; örnek bir şevin uygun bir yöntemle iyileştirilmesi amaçlanmıştır. Öncelikle sonlu elemanlar yöntemine değinerek, PLAXIS paket programı kısaca tanıtılıp, proje alanına ait bilgiler, örnek şevin geometrisi ve bu şevi oluşturan zemin özelliklerinden bahsedilecektir. Daha sonra şevin limit denge yöntemlerini kullanan GEO5 paket programıyla kayma yüzeyi ve güvenlik sayısı bulunup iyileştirilmesi gerektiği ortaya konulacaktır. Son olarak ise sonlu elemanlar yöntemini kullanan PLAXIS paket programı ile iyileştirilmesi yönünde çalışma yapılmıştır.

6.1 Sonlu Elemanlar Yöntemi ve Plaxis Paket Programının Kısaca Tanıtımı

Sonlu elemanlar yöntemi zemin kesitlerini sonlu sayıda elemana ayırıp her eleman arasındaki gerilme ve şekil değiştirmelerin elde edilip, mühendislik problemlerinin modellenbildiği bir yöntemdir. Bu yöntem gerçekçi bir gerilme-deformasyon bağıntısı kurmaya olanak sağlamaktadır. Kullanılan modelleme genelde göçmenin oluşumuna kadar elastik, göçme sonrası tam plastik davranıştır (Konuk, 2005). Kritik kayma yüzeyinin tanımlanması ile ilgili herhangi bir şekil veya konum varsayımı yapılmaz. Zeminde oluşan gerilmeler, deformasyonlar, yer değiştirmeler, oturmalar, boşluk basıncı dağılımları ve yeraltı suyu sızıntıları bu yöntem sayesinde başarılı bir şekilde elde edilmektedir (Hammouri ve diğ., 2007).

Mühendislik problemlerinin iki boyutlu deformasyon ve stabilite analizini Plaxis paket programıyla sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak yapılabilmektedir. İlk olarak Hollanda Delft Teknik Üniversitesi tarafından 1987 yılında yumuşak zemin üzerindeki nehir dolgularının analiz edilebilmesi için tasarlanmıştır. Daha sonra diğer geoteknik problemleri de kapsayacak şekilde genişletilmiştir (Yavuz, 2012). Bu programla doğal veya yapay şevler modellenebilmekte ve şev göçene kadar kesme dayanımı parametreleri (c , ϕ) azaltılarak güvenlik sayısı elde edilmektedir (Brinkgreve, 2002).

Program INPUT, OUTPUT, CALCULATION ve CURVES olmak üzere dört bölümden oluşmaktadır. Ayrıca programın, zemin kesitini modelleyebilmek için kendine özgü bir CAD alanı bulunmaktadır.

- INPUT; Zeminin geometrik özelliklerinin ve parametrelerinin girildiği bölümdür.
- CALCULATION; Çalışma aşamalarının girildiği ve analizin başlatıldığı bölümdür.
- OUTPUT; Analiz sonuçlarının görüntülendiği bölümdür.
- CURVES; Eğrilerin elde edildiği bölümdür.

INPUT bölümünde farklı zemin tabakalarını, yapısal elemanları, inşaaşamalarını ve yükleri kapsayan bir geometri modeli oluşturmalıdır. Sağlıklı bir analiz sonucu elde edebilmek için modelin sınırlarının yeterince geniş olması gerekmektedir.

Malzeme özellikleri tanımlanmadan önce, STANDART FIXITIES komutu kullanılarak sınır şartları belirlenmelidir. Daha sonra MATERIAL PROPERTIES bölümünden malzeme özellikleri tanımlanır. Tüm parametreler tanımlanıp ve malzemeler atandıktan sonra INTERFACE komutu kullanılarak yapının zemin ile etkileşimi sağlanır.

MESH yapıp sonlu elemanlar ağı oluşturulup başlangıç koşullarını belirlemek amacıyla INITIAL CONDITIONS butonuna basılır. Eğer yer altı suyu bulunuyorsa yeraltı su seviyesi tanımlanıp boşluk suyu basıncı hesaplanır ve daha sonra efektif gerilmeler belirlenir.

CALCULATION komutuna basılarak hesaplamalara geçilir. Bu aşamada inşaa kademelerine dikkat edilmelidir. Tüm aşamalar tanımlandıktan sonra CALCULATE komutuyla zeminin ve yapısal elemanların davranışı görülebilir.

OUTPUT butonuna basılarak bu bölümde analiz sonuçları görüntülenebilir.

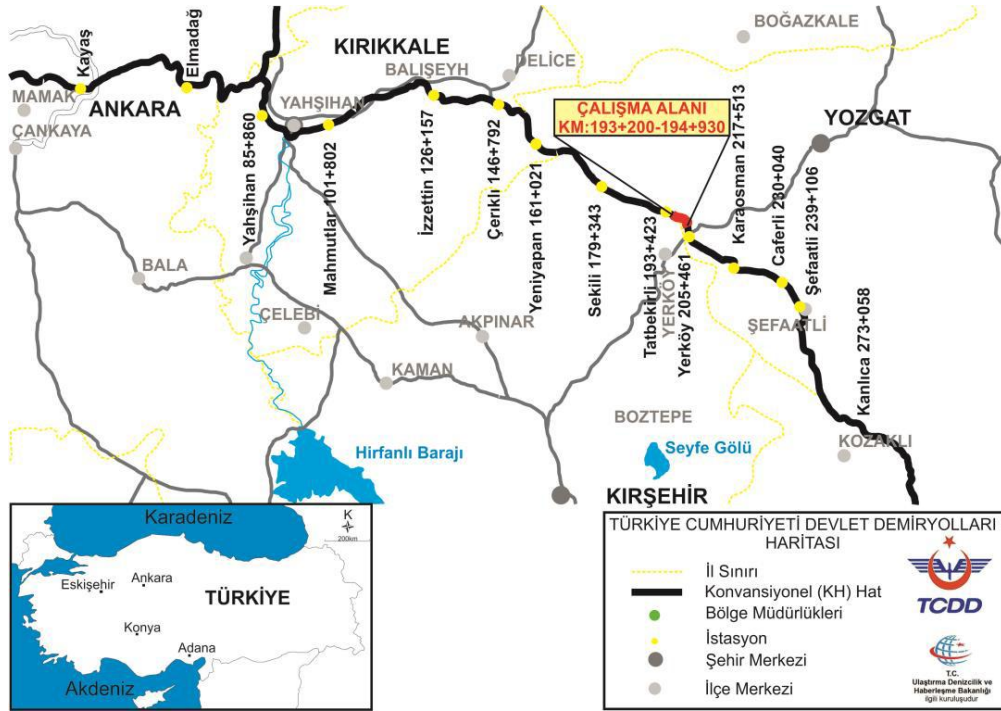
CURVES komutuyla ise istenilen grafiklere ulaşılabilir.

6.2 İyileştirilen Şeve Ait Bilgiler

6.2.1 Şevin bulunduğu yer

Bu çalışmada bir hızlı tren projesine ait şev stabilitesi sorunu yaşanan yarma sahasında şev iyileştirilmesi yapılacaktır (Şekil 6.1).

Çalışma alanında yer alan yarma sahasında stabilite problemleri gözlenmiştir. Bu çalışma ile stabilite problemi gözlenen yerlerin, duraylı hale getirilmesi için gerekli önlemlerin alınması amaçlanmıştır.



Şekil 6.1: Çalışma alanı.

6.2.2 Sondaj Bilgileri

Zemini temsil edecek 2 adet sondaj yapılmıştır.

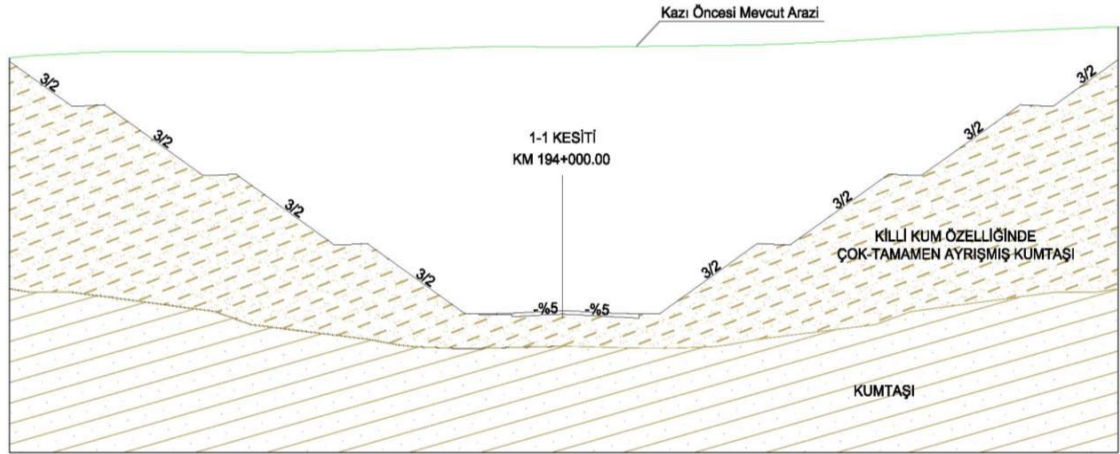
Tablo 6.1: SK-1 Sondaj Bilgileri

SK-1 Sondajı			
Derinlik (m)	31,00	Yüzeyden Yeraltı suyu Düzeyi (m)	-
Derinlik (m)	Geçilen Jeolojik Birimler		
0,00 – 1,50	Kahverengi, iri çakıllı KİLLİ KUM.		
1,50 – 2,90	Kahverengi, killi, yer yer sıkı çok sıkı KUM.		
2,90 – 4,40	Kahverengi, killi, yer yer iri çakıllı sıkı KUM.		
4,40 – 6,60	Kızılımsı kahverengi, ince çakıllı, kil oranı yüksek, çok sıkı KUM.		
6,60 – 10,80	Kahverengi, yer yer iri çakıllı killi, sıkı KUM.		
10,80 – 11,30	Kızılımsı kahverengi, kumlu sert KİL.		
11,30 – 15,60	Kahverengi, yer yer iri çakıllı killi, sıkı KUM.		
15,60 – 17,00	Kızılımsı kahverengi, yer yer iri çakıllı kum içerikli sert KİL.		
17,00 – 18,80	Kahverengimsi yeşil, killi, sıkı KUM.		
18,80 – 20,00	Kızılımsı kahve, yer yer ince çakıllı sert KİL.		
20,00 – 23,60	Kahverengi, sert kil bantları içeren, gri renkte çok sıkı KUM.		
23,60 – 24,50	Kumlu ÇAKIL.		
24,50 – 27,70	Açık kahverengi, ince tane boyutlu KUM.		
27,70 – 31,00	Griimsi kahverengi, çok zayıf KUMTAŞI.		

Tablo 6.2: SK-2 Sondaj Bilgileri

SK-2Sondajı			
Derinlik (m)	29,00	Yüzeyden Yeraltı suyu Düzeyi (m)	-
Derinlik (m)	Geçilen Jeolojik Birimler		
0,00 – 0,75	Bitkisel Toprak		
0,75 – 4,80	Açık kahverengi sert KİL.		
4,80 – 11,00	Kahverengi, yer yer çakıllı sıkı KUM.		
11,00 – 12,00	Kahverengi, aşırı ayrıışmış alterasyona uğramış, killi KUMTAŞI.		
12,00 – 16,00	Kahverengi, yer yer çakıllı KUM.		
16,00 – 19,00	Kahverengi inorganik orta sert KİL.		
19,00 – 23,00	Kahverengi, yer yer çakıllı KUM.		
23,00 – 26,50	Kahverengi yer yer çakıllı kumlu siltli KİL.		
26,50 – 29,00	Koyu kahverengi, sert KUMTAŞI.		

Sondaj bilgileri ve kot farkı kullanılarak güzergah üzerinde ki en kritik kesit üzerine zemin profili çizilmiş olup Şekil 6.2' de verilmiştir. İnceleme sahasında açılan sondaj kuyularında yer altı su seviyesine rastlanılmamıştır. Detaylı sondaj bilgileri Ekler' de sunulmuştur.



Şekil 6.2: Kritik zemin profili.

6.2.3 Sondajlardan Alınan Numunelerin Laboratuvar Deneyleri

SK- 1 ve SK- 2 sondajlarından alınan numuneler üzerinde yapılan deney sonuçları Tablo 6.3' te verilmiştir.

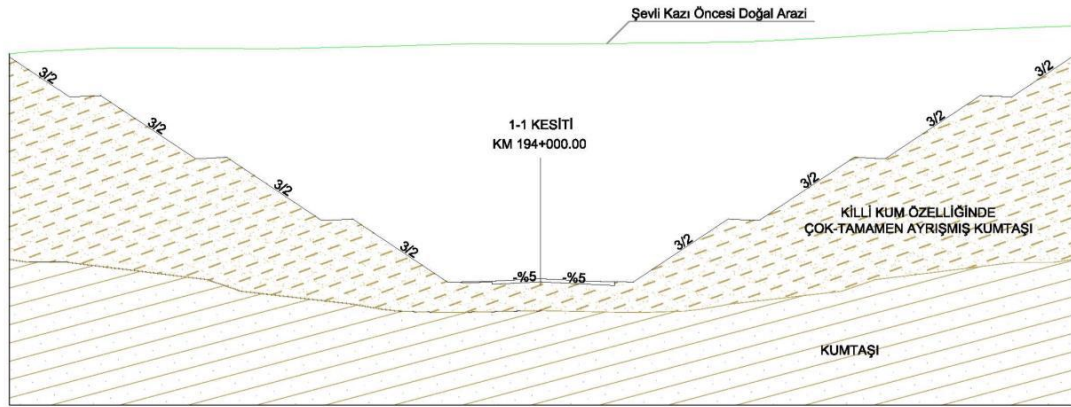
Tablo 6.3: Sondaj örneklerine ait laboratuvar deney sonuçları

Sondaj No	Örnek No	Numune Derinliği	Su İçeriği W _n %	Zemin Sınıfı USCS	Doğal Birim Hacim Ağırlık γ_n (kN/m ³)	Tek Eksenli Basınç Direnci q_u (MPa)
SK-1	SPT-1	1,50–1,80	12	-	-	-
SK-1	SPT-2	2,80 – 2,90	1	-	-	-
SK-1	TN-1	3,50 – 3,90	2	-	-	-
SK-1	TN-2	6,20 – 6,40	6	SC	-	-
SK-1	TN-3	8,80 – 9,20	1	-	-	-
SK-1	SPT-3	13,00 – 13,06	1	SP	-	-
SK-1	SPT-4	14,00 – 14,05	5	-	-	-
SK-1	CR-1	14,10 – 14,28	-	-	20,35	1,60
SK-1	TN-4	16,07 – 16,85	11	-	-	-
SK-1	CR-2	23,25 – 23,40	-	-	22,49	1,70
SK-1	TN-5	24,70 – 25,00	1	SC	-	-
SK-1	SPT-5	25,50 – 25,60	2	-	-	-
SK-1	SPT-6	26,60 – 26,70	5	-	-	-
SK-2	TN-1	1,30 - 1,50	6	CH	-	-
SK-2	SPT-1	1,50 – 1,95	30	CL	-	-
SK-2	TN	5,60 – 5,80	1	SC	-	-
SK-2	TN	8,00 – 8,50	0	SW	-	-
SK-2	TN	15,50 -16,00	2	SC	-	-
SK-2	TN	18,36 – 18,52	7	CH	-	-
SK-2	TN	18,72 – 18,92	7	CH	-	-
SK-2	CR-1	19,97 – 20,13	-	-	19,74	3,49
SK-2	TN	21,90 – 22,40	1	SC - SM	-	-
SK-2	TN	23,70 – 24,00	4	CH	-	-
SK-2	TN	28,72 – 28,86	3	CL	-	-

7. BULGULAR

7.1 Zemin Parametreleri

Şevin yüksekliği göz önünde bulundurularak, yarma sahasının en kritik kesiti olan Km:194+000 kesiti üzerinde çalışılmıştır.



Şekil 7.1: KM: 194+000 kritik zemin profili.

Tablo 7.1: Zemin parametreleri

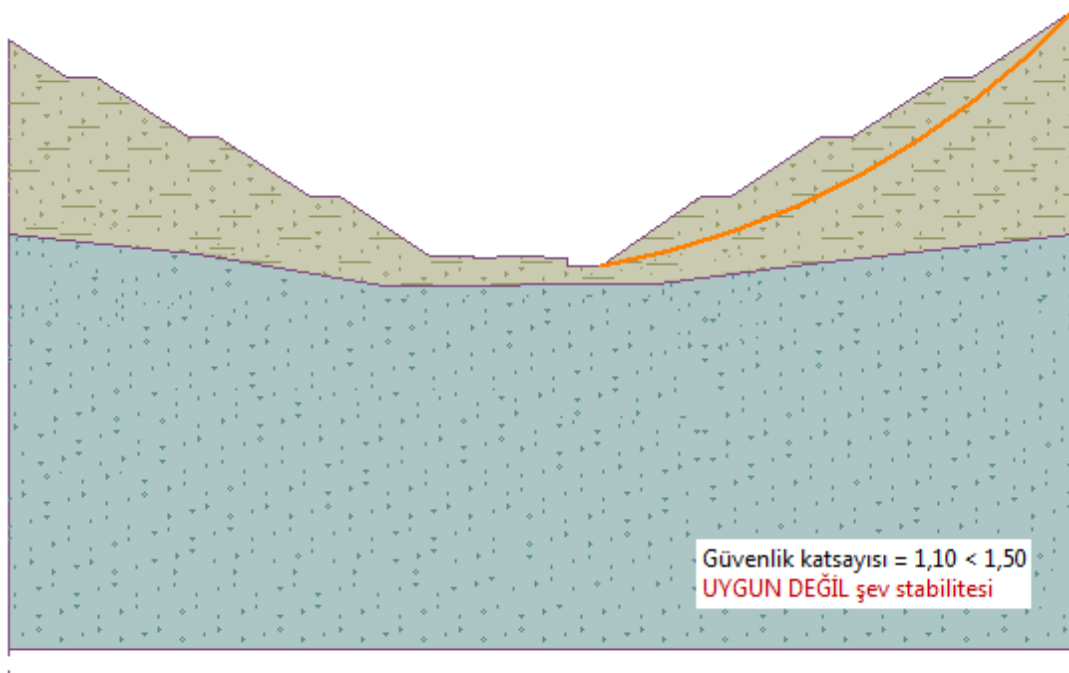
Jeolojik Birim	γ_{unsat} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	c (kPa)	Φ	E_{ref}	v	k_x	k_y
Killi Kum Özelliğinde Çok-Tamamen Ayrılmış Kumtaşı	18	19	5	26	25000	0,25	0	0
Kumtaşı	24	25	118	29,3	115000	0,10	0	0

Ayrıca kullanılan diğer parametreler Ekler’ de verilmiştir.

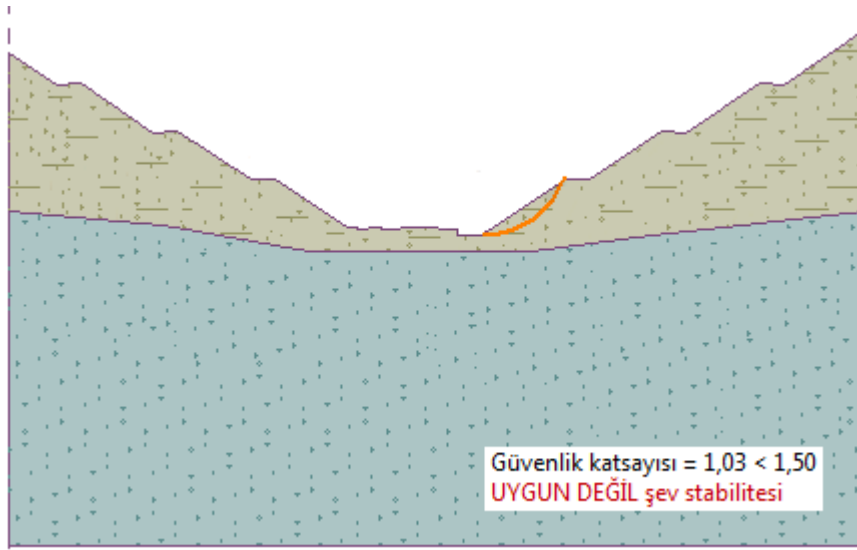
7.2 Örnek Şevin Stabilitesi

Kritik kesit baz alınarak GEO5 bilgisayar programında şevlerdeki güvenlik sayıları ve kayma yüzeyleri gösterilmiştir (Şekil 7.2, Şekil 7.3).

Limit denge yöntemleri ile analiz yapan GEO5 paket programı kullanılarak Fellenius / Peterson, Bishop, Spencer ve Janbu yöntemleriyle yapılan analizler, güvenlik sayılarının birbirlerine çok yakın veya aynı olduğunu göstermiştir.



Şekil 7.2: Kritik kesit şev kayma yüzeyi ve hesaplanan güvenlik sayısı.



Şekil 7.3: Kritik kesit alt şevin kayma yüzeyi ve hesaplanan güvenlik sayısı.

Tablo 7.2: Limit denge yöntemleri güvenlik sayıları

Yöntem	Uzun kayma yüzeyi için Gs	Alt şev güvenlik sayısı
Fellenius / Peterson	1,10	1,03
Bishop	1,12	1,11
Spencer	1,12	1,10
Janbu	1,12	1,09
Morgenstern - Price	1,12	1,09

Güvenlik sayısı 1.5' in altında bulunup şevde iyileştirme yapılması gerektiği saptanmıştır.

Yarmanın sağ şevlerindeki saptanan stabilite sorunlarına yönelik, şev yükünü azaltmak veya şevi yatıklaştırmak gibi kazı yöntemlerinin maliyetli olması, istinat duvarları ile stabilizasyon için şev yüksekliğinin fazla olması, çok derin kayma yüzeylerinde daha çok tercih edilen ankrajlı sistemlerin kazıklarla stabilizasyonun sağlanabildiği yerlerde uygun çözüm olmaması ve şantiyede destek sistemlerinin en kısa zamanda, en kolay şekilde temin edilebilecek ekipman kazık makineleri olduğundan dolayı koruma ve destek için betonarme kazık ve kazık başlık kirişleri üzerinde de betonarme duvar düşünülmüştür.

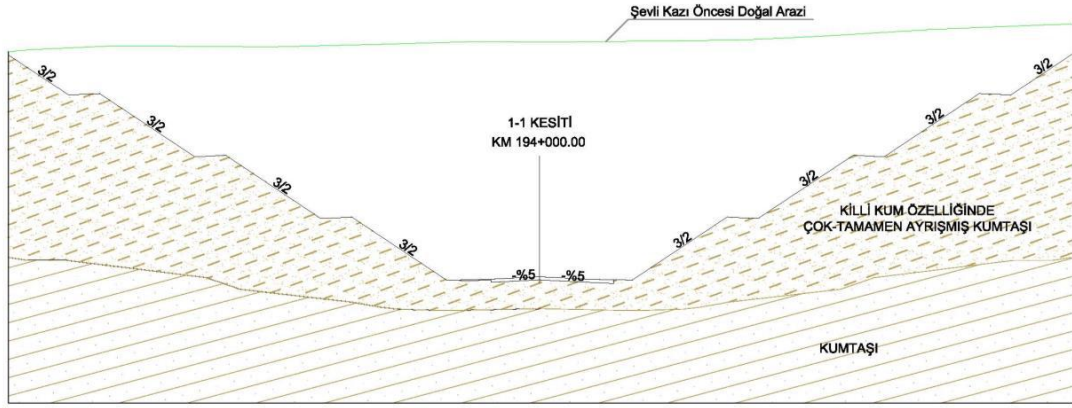
Yapılan arazi gözlemleri ve plaxis analiz sonuçlarıyla uygun kazık çapı, kazık sırası ve kazık aralıklarına karar verilmeye çalışılmıştır. Sonuç olarak şev yüksekliklerinin fazla olduğu kesimlerde iki sıra, şev yüksekliğinin az olduğu kesimlerde tek sıra kazık yapılmıştır. Ayrıca kazık boyu 15 metre, kazık çapı 120 cm olacak şekilde ve kazık aralıklarının şevin stabilite durumuna bağlı olarak 140 cm, 180 cm, 240 cm ve 150 cm olarak alınarak analiz yapılmıştır.

7.3 Şevin İyileştirilmesi

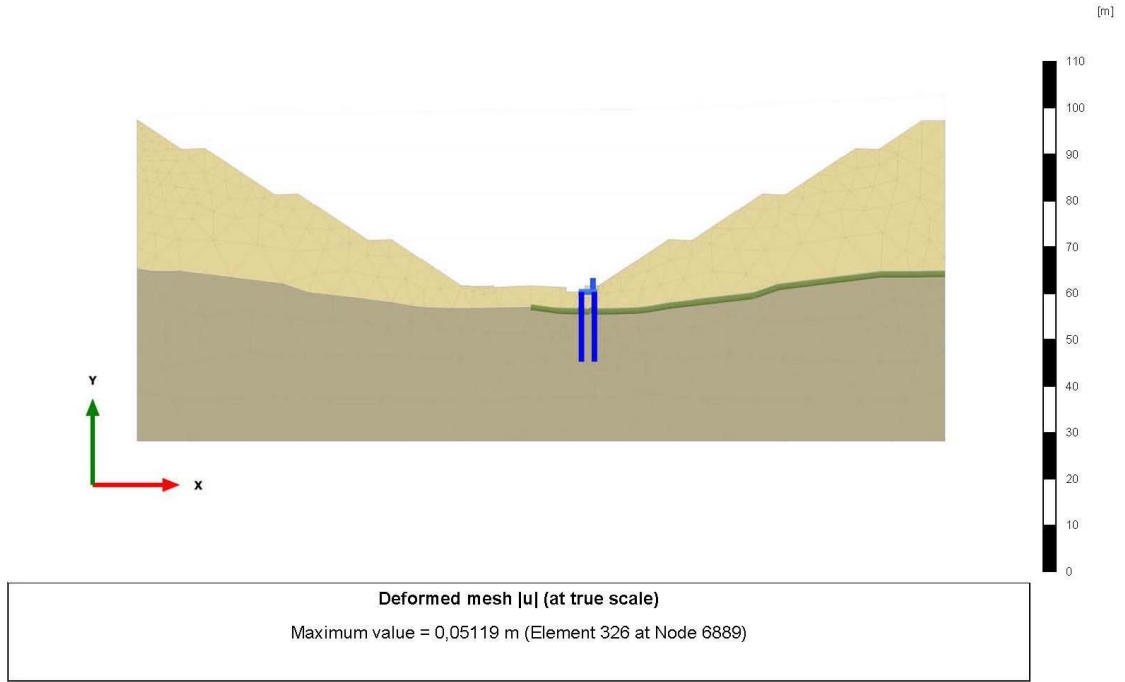
Yukarıdaki parametreler kullanılarak Km: 194+000, Km: 194+500, Km:194+580 ve Km:194+660 kesitleri için PLAXIS programı ile 2 boyutlu (2D) stabilite analizleri yapılmış ve sonuçları aşağıdaki bölümlerde verilmiştir. Ayrıca bu programla şev göçene kadar kesme dayanımı parametreleri (c, ϕ) azaltılarak güvenlik sayısı elde edilmiştir.

7.3.1 KM:194+000 Yarması PLAXIS 2D Analizleri (1 - 1 Kesiti)

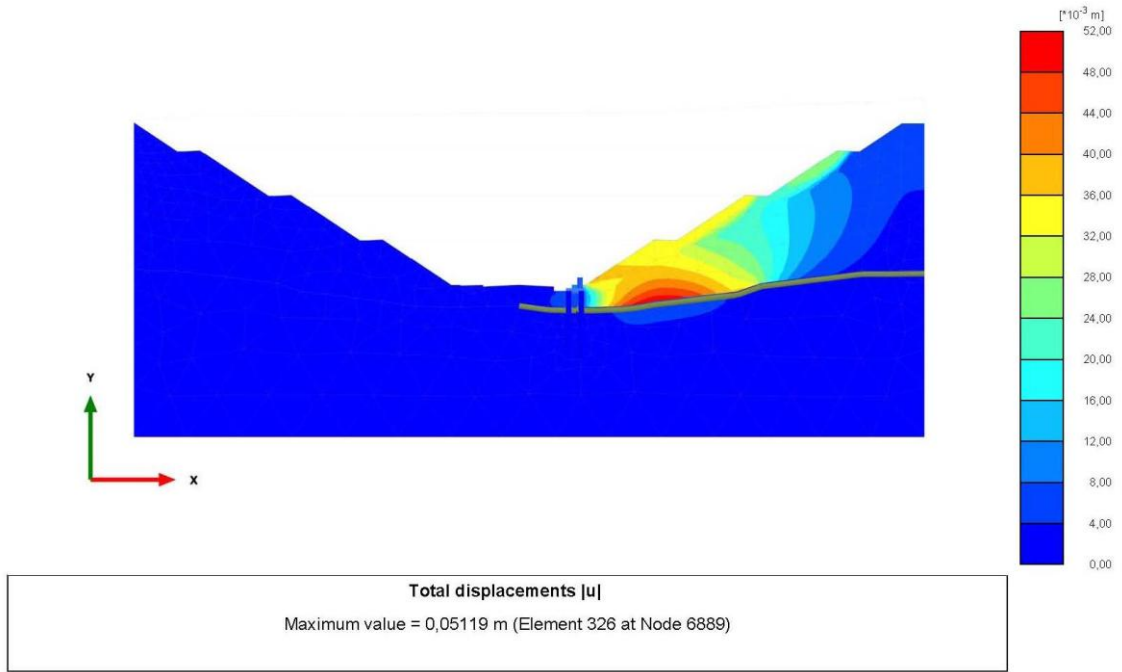
Analizlerde idealize zemin parametreleri kullanılarak PLAXIS 2D bilgisayar programı ile yarmayı temsil eden en kritik bölgelerden, Km: 194+000 kesiti için analizler yapılmıştır. Km: 194+000' a ait PLAXIS 2D programından elde edilen analiz sonuçları aşağıdaki şekillerde verilmiştir.



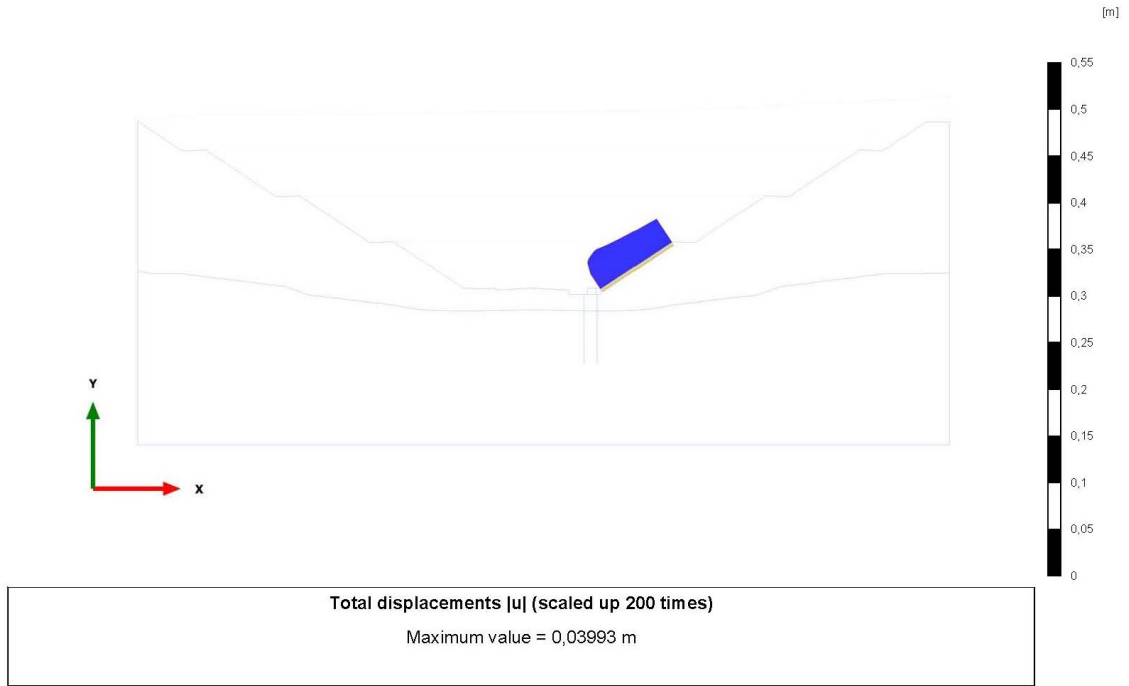
Şekil 7.4: KM: 194+000 zemin en kesiti.



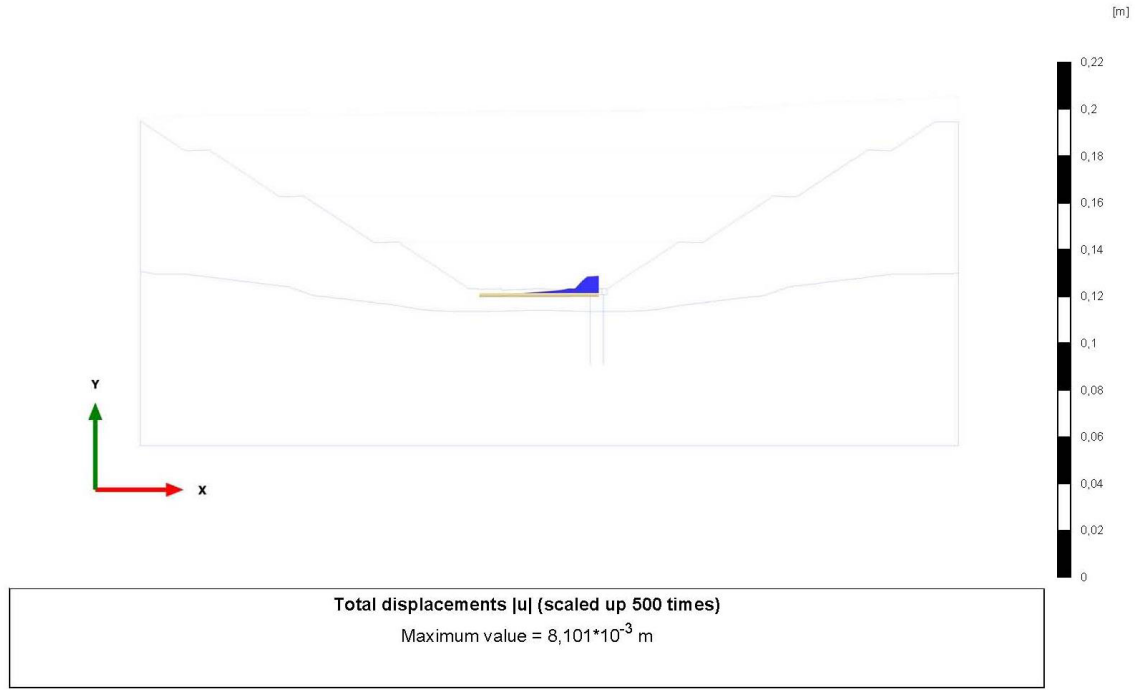
Şekil 7.5: KM: 194+000 PLAXIS 2D modeli.



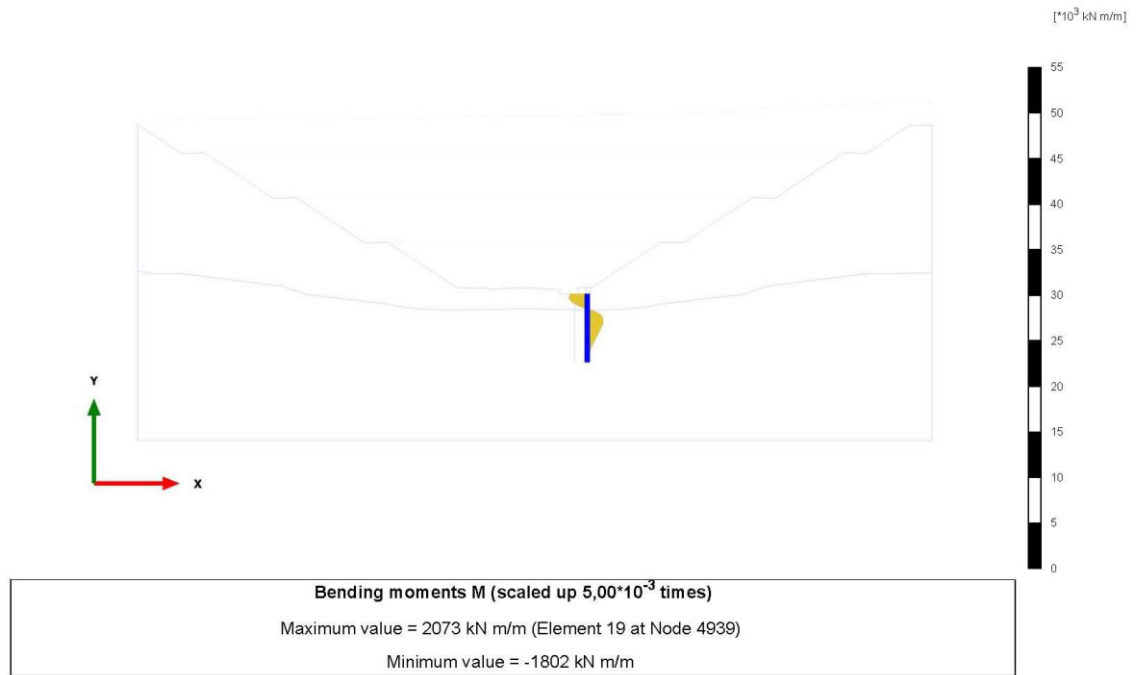
Şekil 7.6: KM: 194+000 kesiti toplam deformasyon.



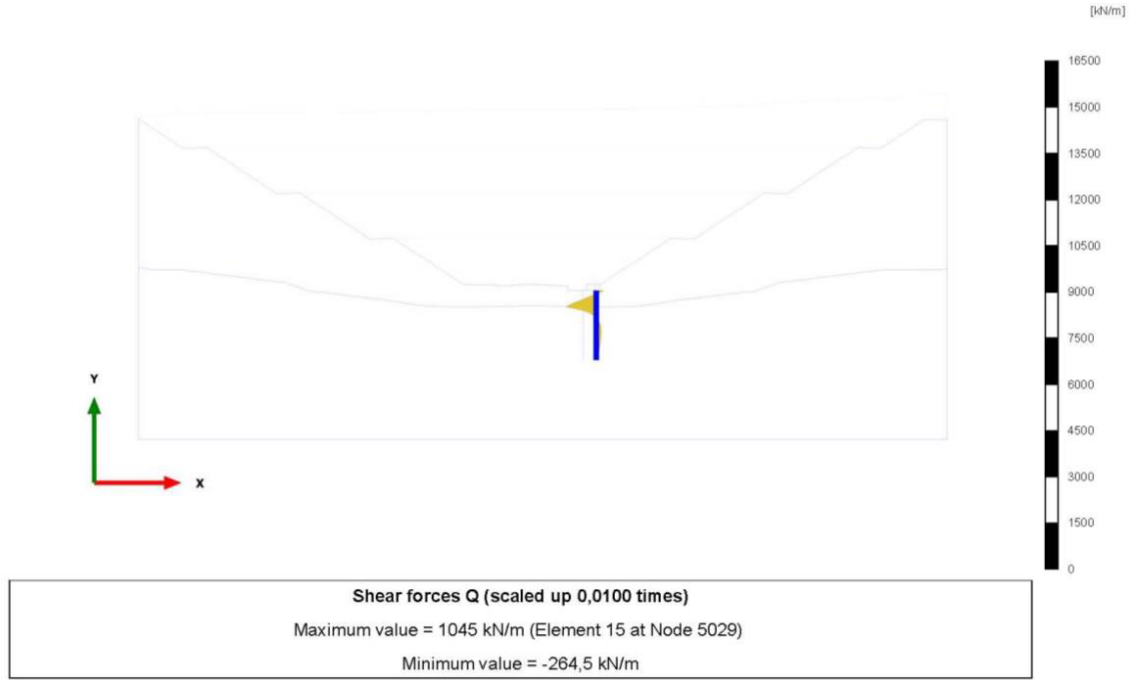
Şekil 7.7: KM: 194+000 kesiti şev yüzeyinde oluşan deformasyon.



Şekil 7.8: KM: 194+000 kesiti hat üzerinde oluşan deformasyon.



Şekil 7.9: KM: 194+000 kesiti fore kazıklarda beklenen moment değeri.

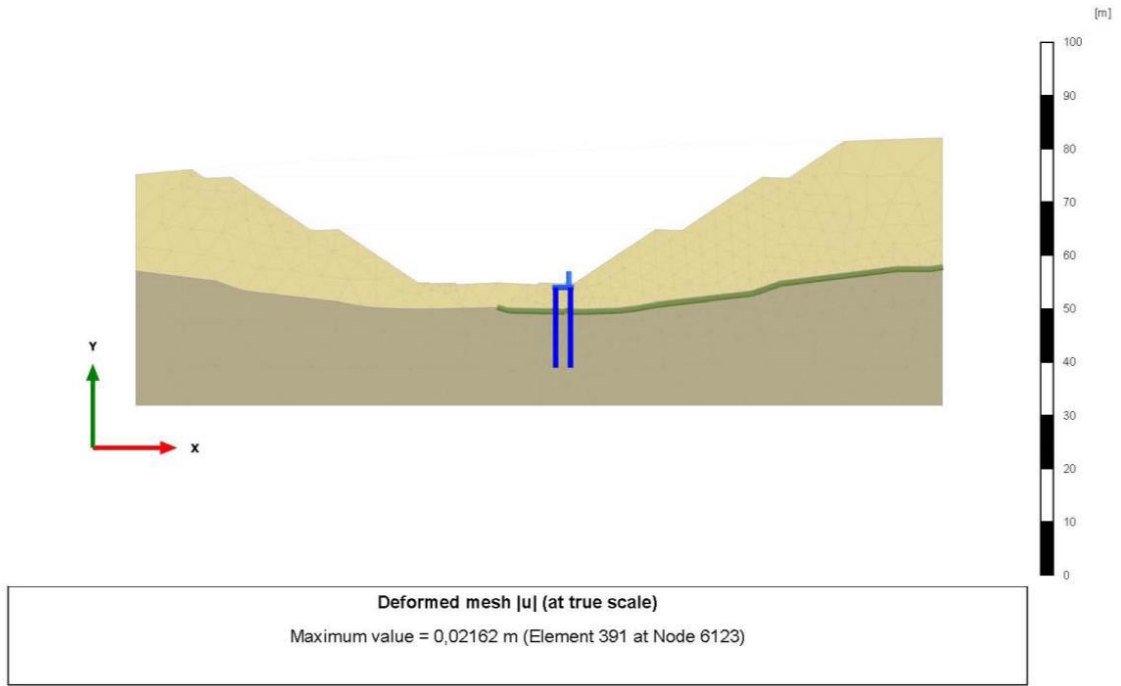


Şekil 7.10: KM: 194+000 kesiti fore kazıklara etkiyen kesme kuvveti.

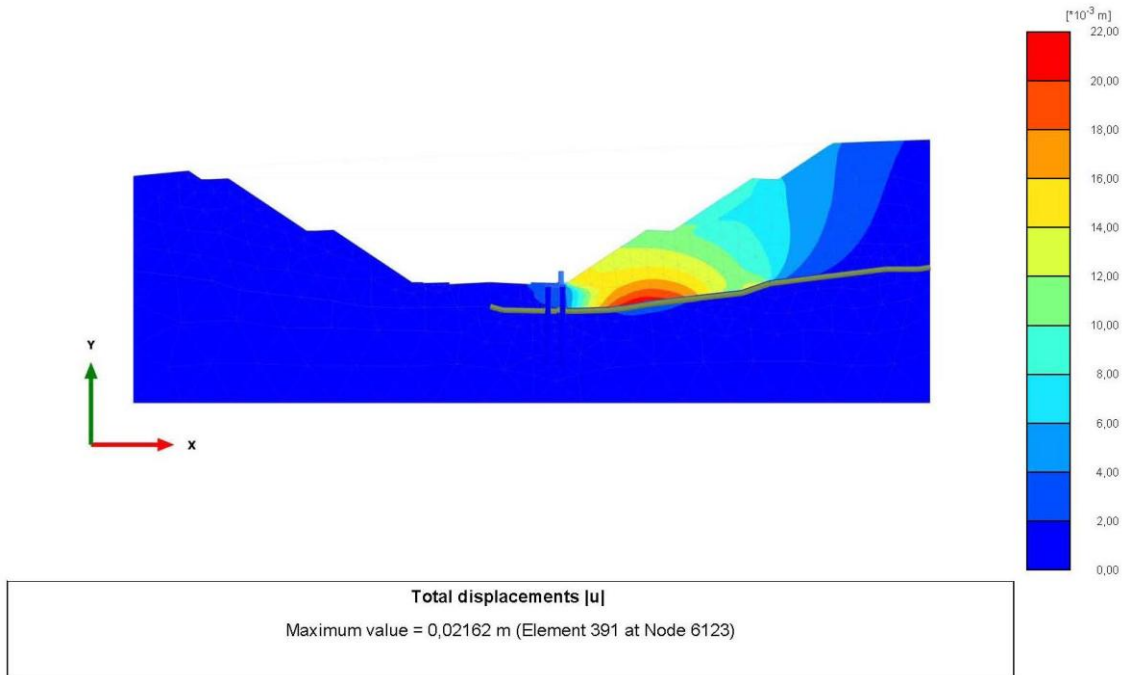
KM: 194+000 kesitine ait güvenlik sayısı = $1,58 > 1,50$

7.3.2 KM:194+500 Yarması PLAXIS 2D Analizleri (2 - 2 Kesiti)

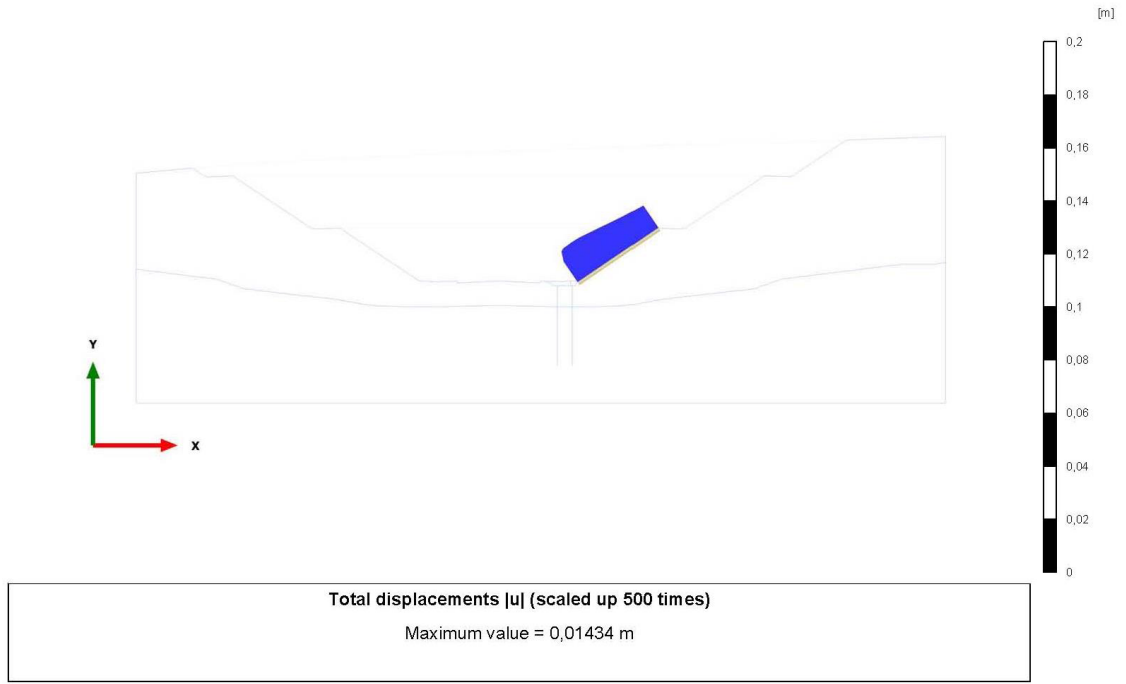
Analizlerde idealize zemin parametreleri kullanılarak PLAXIS 2D bilgisayar programı ile yarmayı temsil eden en kritik bölgelerden, Km: 194+500 kesiti için analizler yapılmıştır. Km: 194+500' e ait PLAXIS 2D programından elde edilen analiz sonuçları aşağıdaki şekillerde verilmiştir.



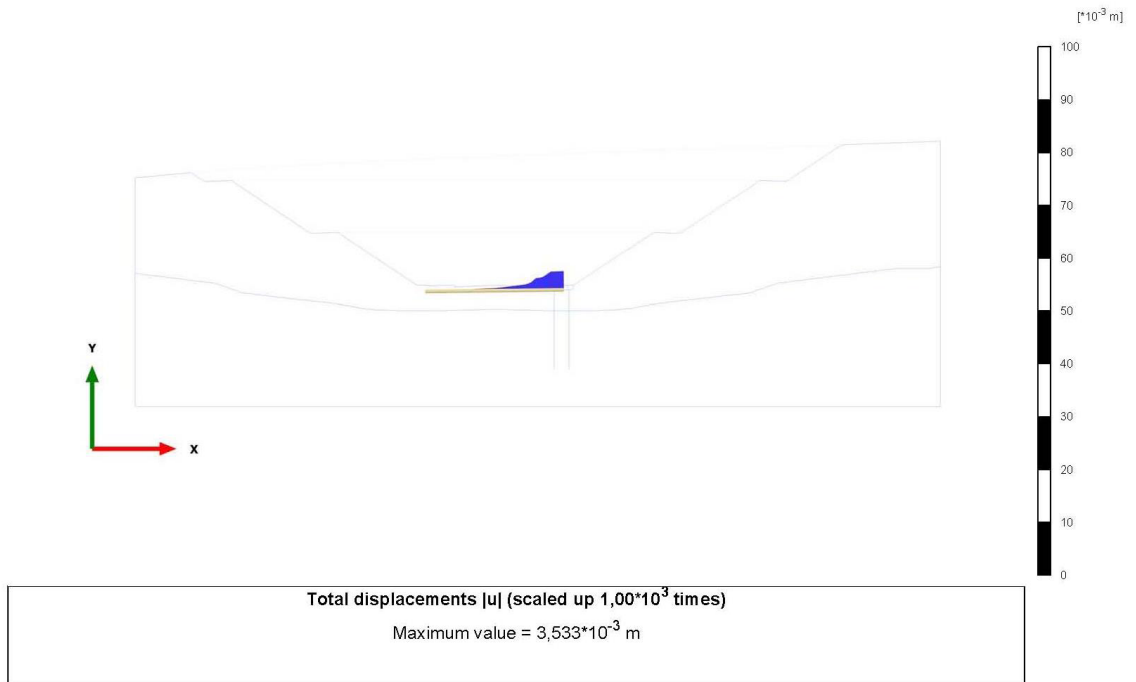
Şekil 7.11: KM: 194+500 PLAXIS 2D modeli.



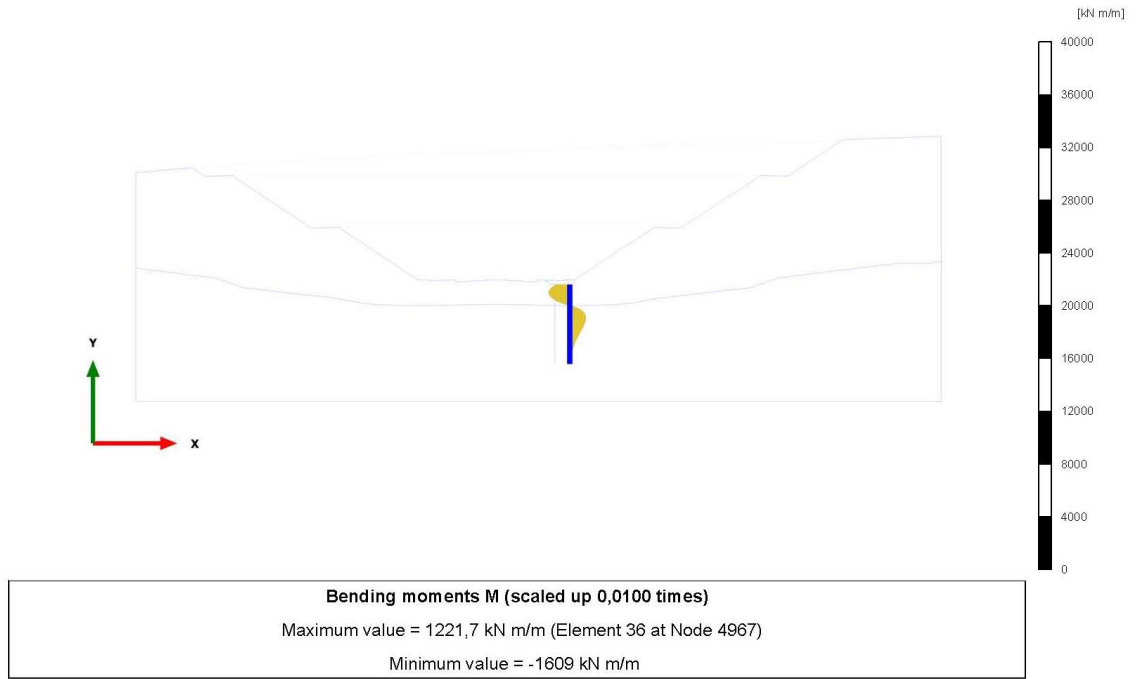
Şekil 7.12: KM: 194+500 kesiti toplam deformasyon.



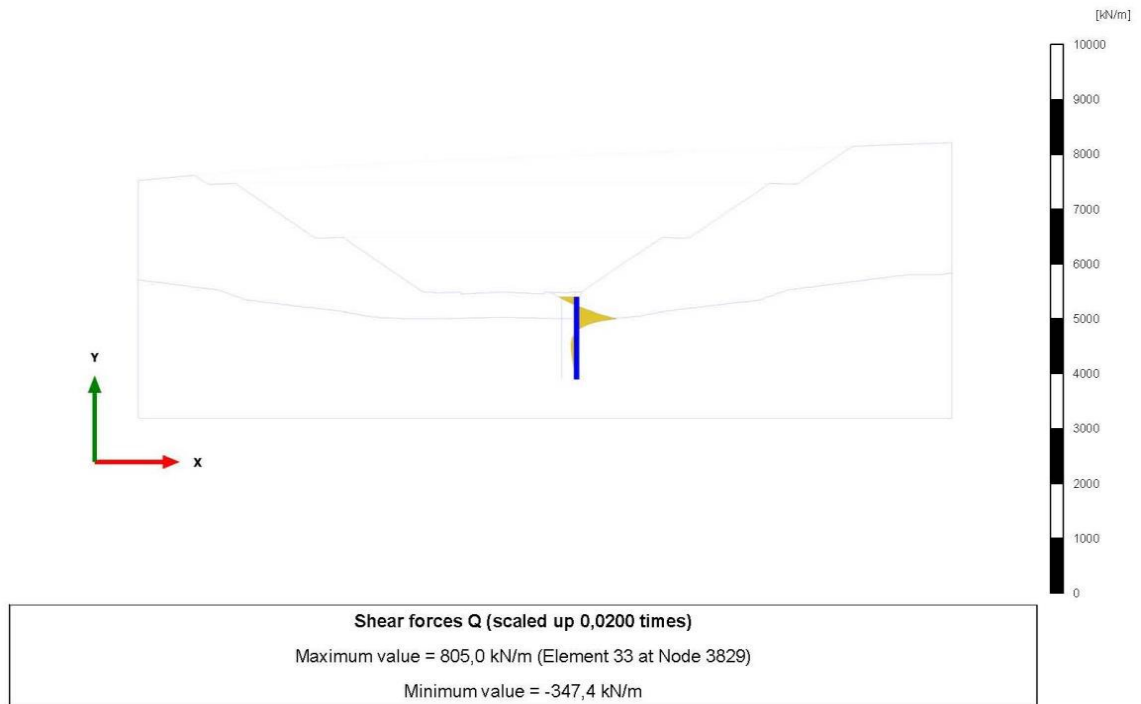
Şekil 7.13: KM: 194+500 kesiti şev yüzeyinde oluşan toplam deformasyon.



Şekil 7.14: KM: 194+500 kesiti hat üzerinde oluşan toplam deformasyon.



Şekil 7.15: KM: 194+500 kesitindeki fore kazıklarda beklenen moment değeri.

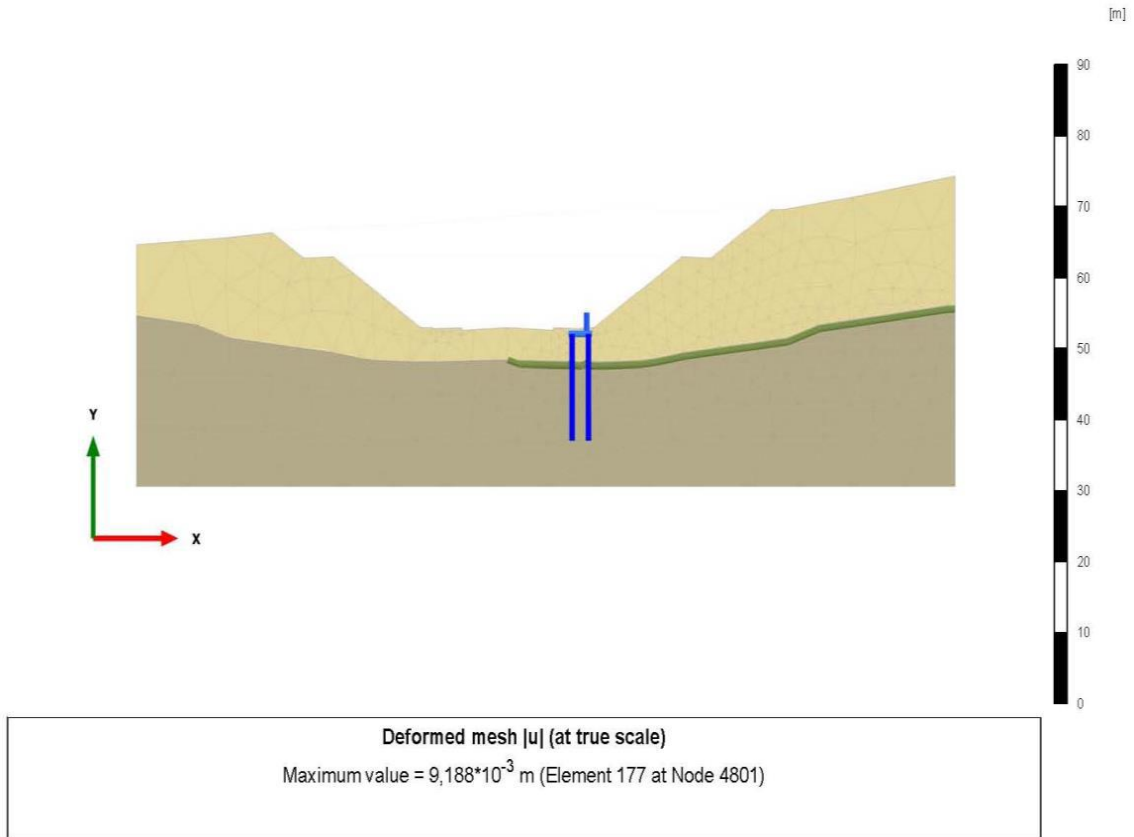


Şekil 7.16: KM: 194+500 kesitindeki fore kazıklara etkiyen kesme kuvveti.

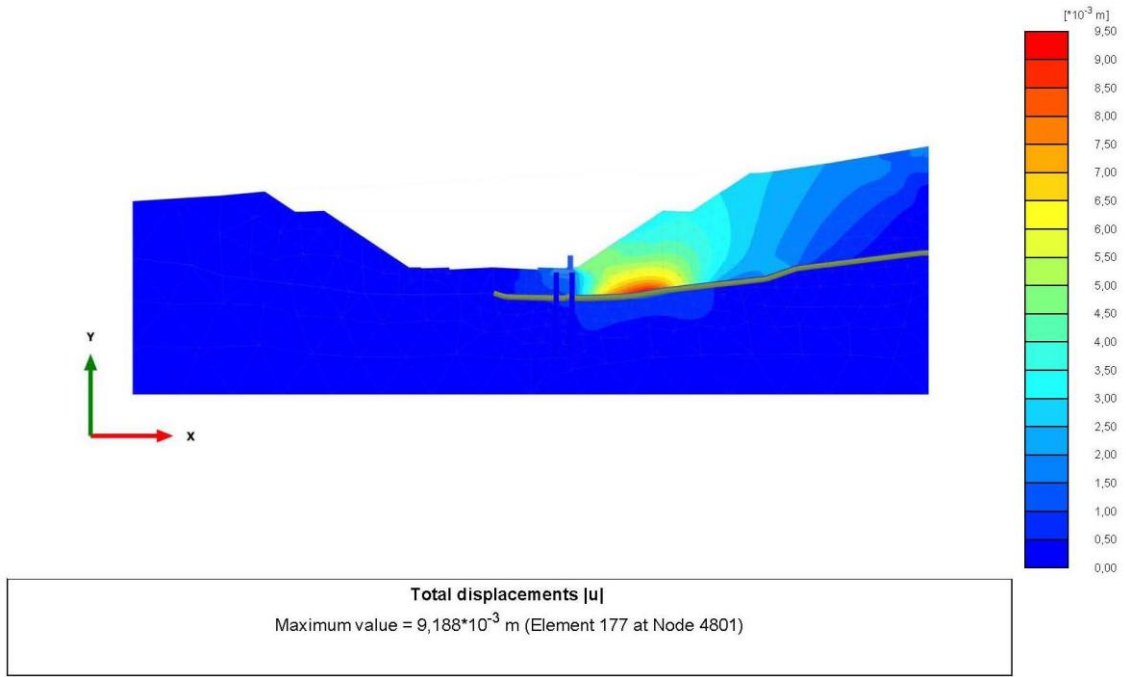
KM: 194+500 kesitine ait güvenlik sayısı = $1,56 > 1,50$

7.3.3 KM:194+580 Yarması PLAXIS 2D Analizleri (3 - 3 Kesiti)

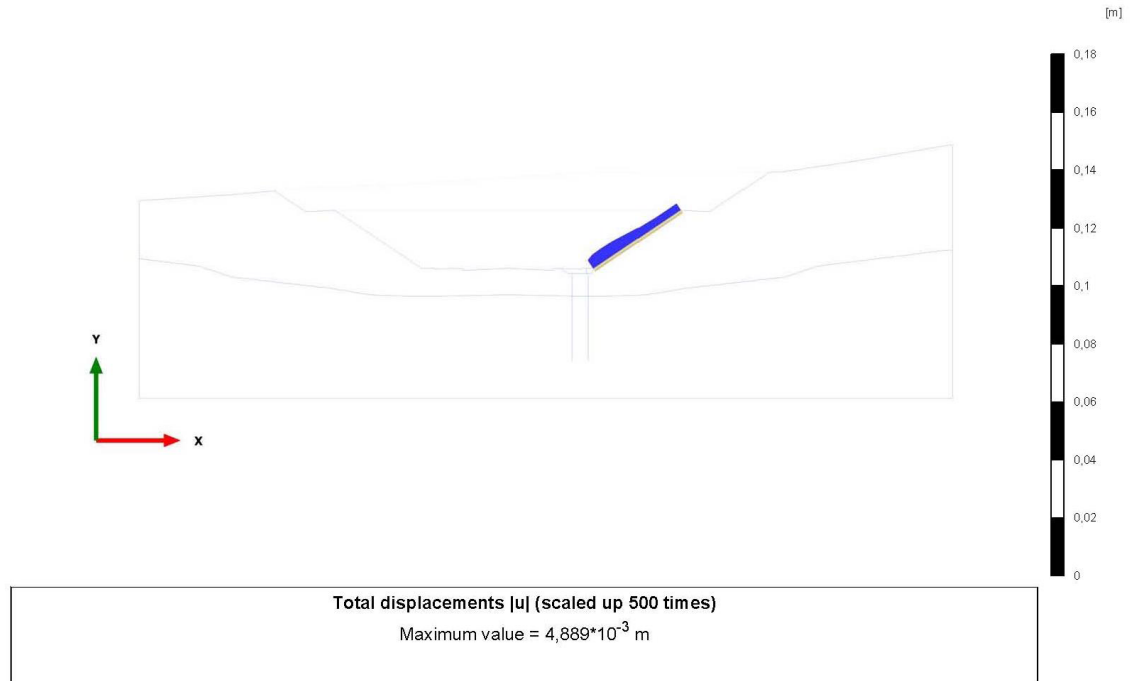
Analizlerde idealize zemin parametreleri kullanılarak PLAXIS 2D bilgisayar programı ile yarmayı temsil eden en kritik bölgelerden, Km: 194+580 kesiti için analizler yapılmıştır. Km: 194+580' e ait PLAXIS 2D programından elde edilen analiz sonuçları aşağıdaki şekillerde verilmiştir.



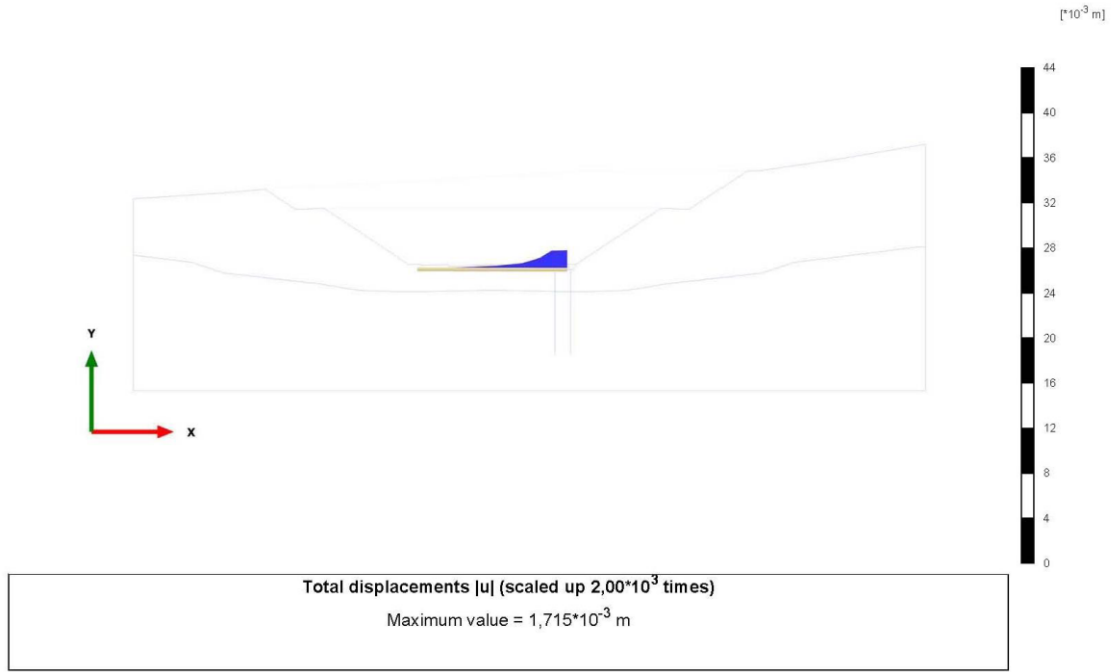
Şekil 7.17: KM: 194+580 PLAXIS 2D modeli.



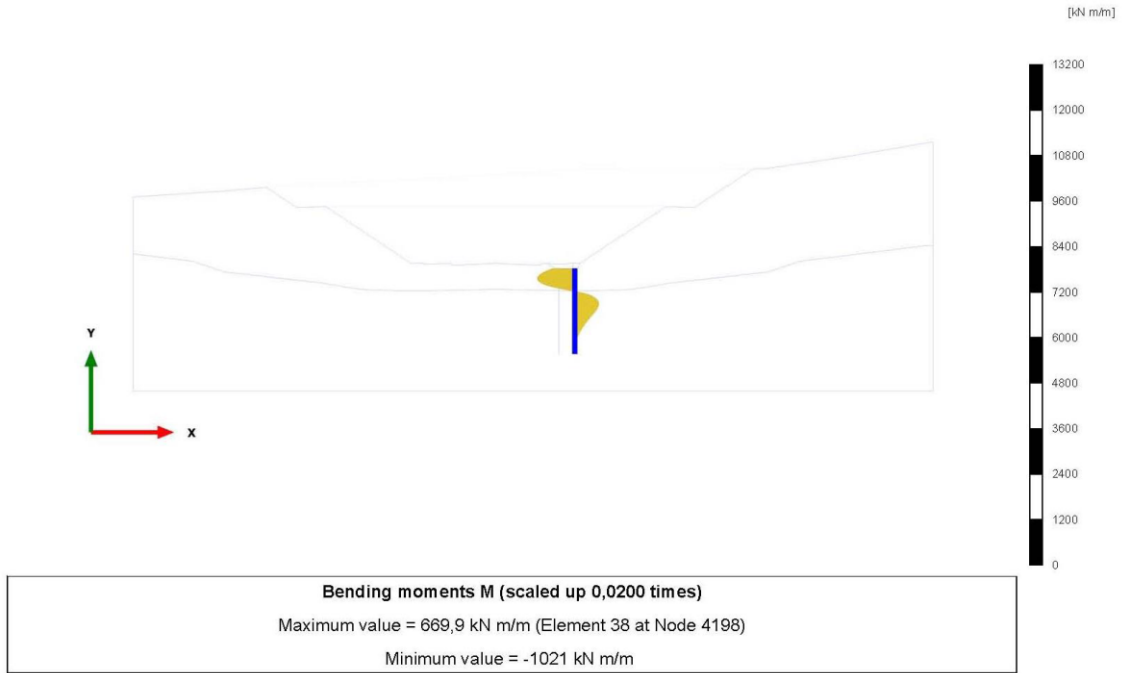
Şekil 7.18: KM: 194+580 kesiti toplam deformasyon.



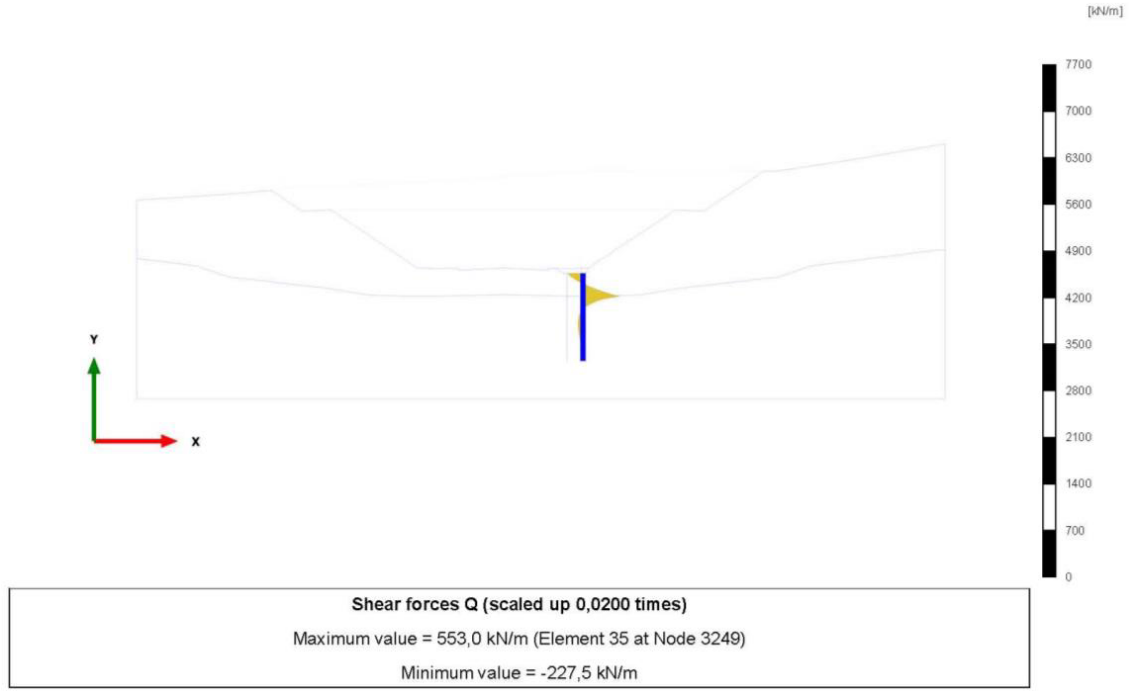
Şekil 7.19: KM: 194+580 kesiti şev yüzeyinde oluşan toplam deformasyon.



Şekil 7.20: KM: 194+580 kesiti hat üzerinde oluşan toplam deformasyon.



Şekil 7.21: KM: 194+580 kesitindeki fore kazıklarda beklenen moment değeri.

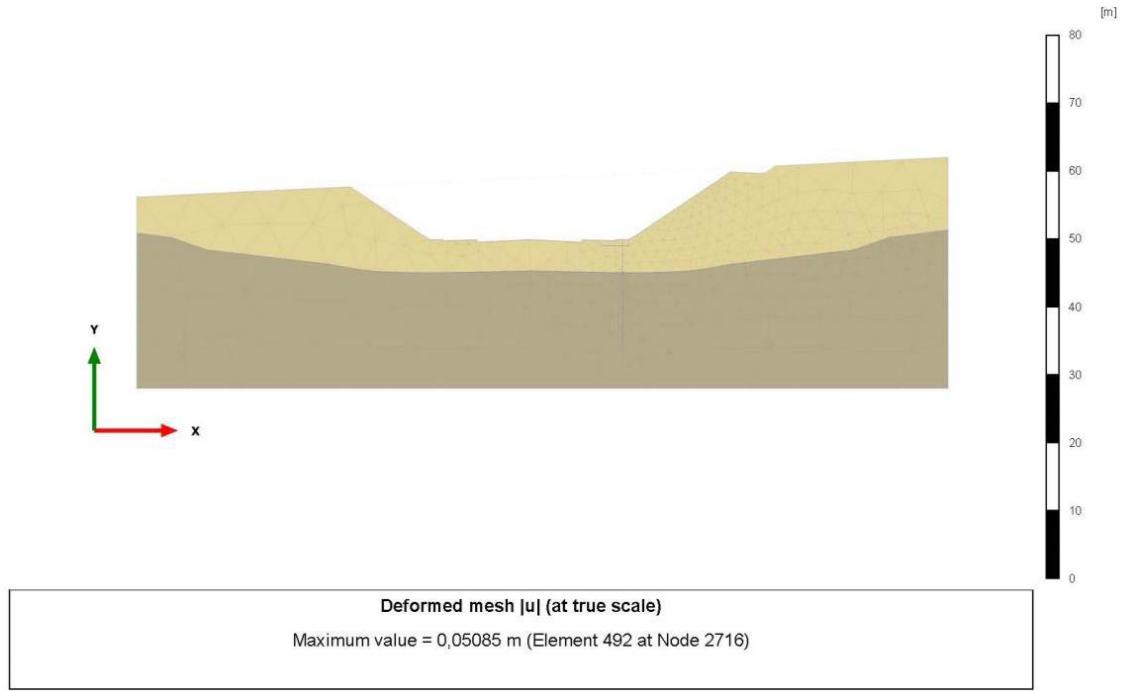


Şekil 7.22: KM: 194+580 kesitindeki fore kazıklara etkiyen kesme kuvveti.

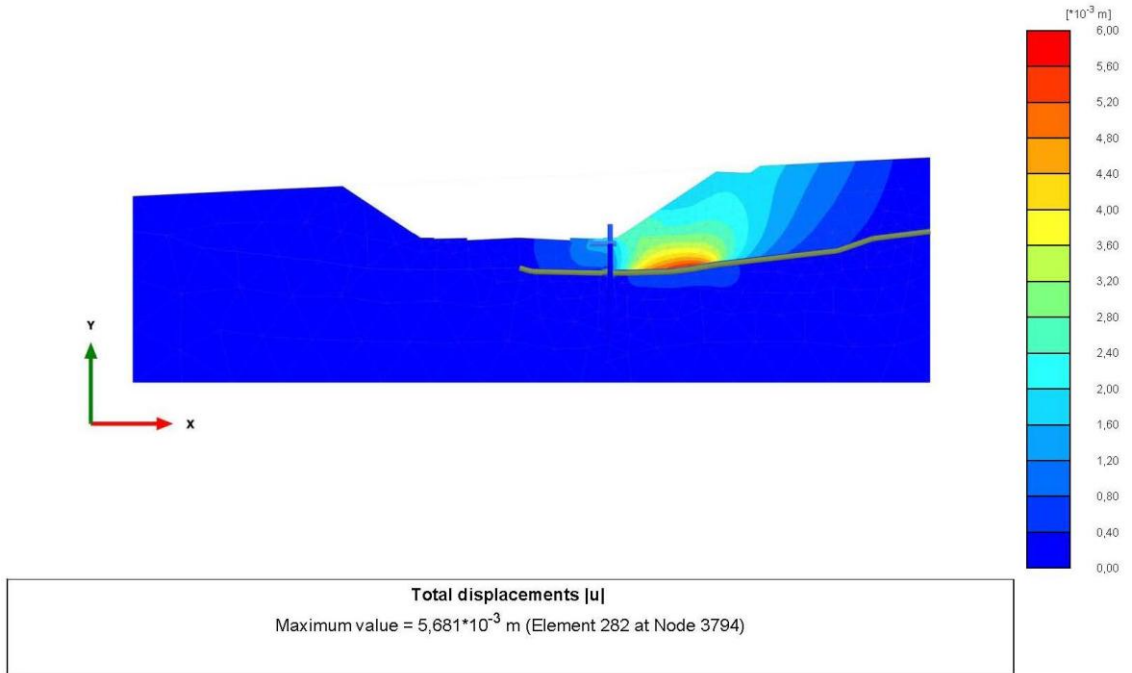
KM: 194+580 kesitine ait güvenlik sayısı = $1,65 > 1,50$

7.3.4 KM:194+660 Yarması PLAXIS 2D Analizleri (4 - 4 Kesiti)

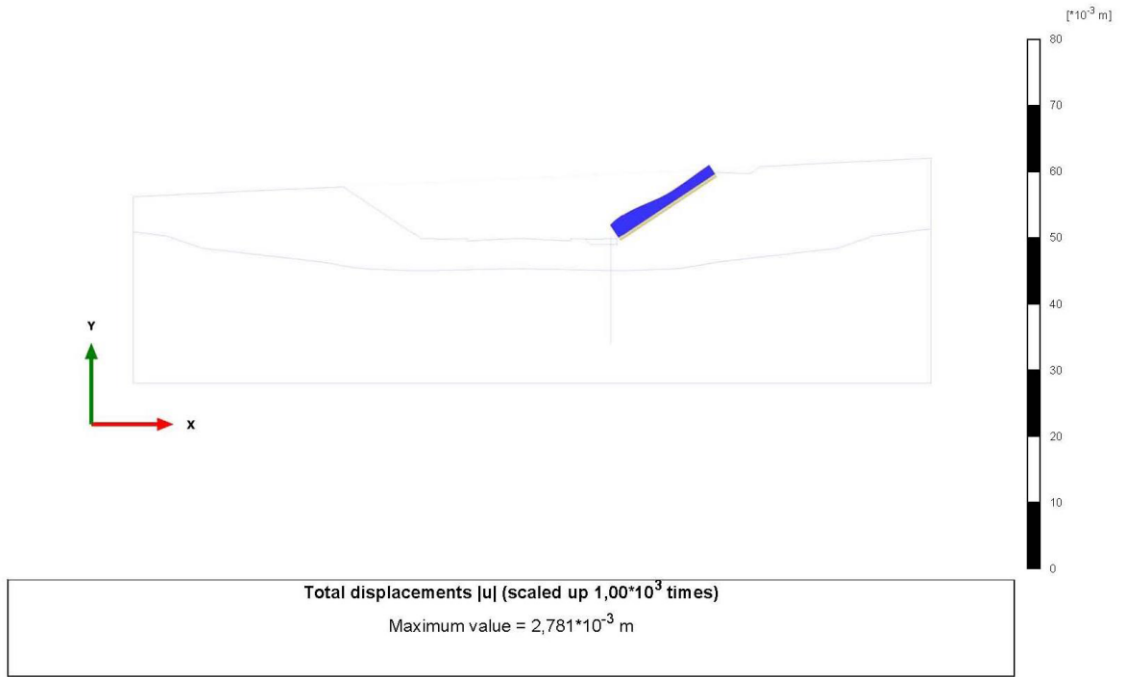
Analizlerde idealize zemin parametreleri kullanılarak PLAXIS 2D bilgisayar programı ile yarmayı temsil eden en kritik bölgelerden, Km: 194+660 kesiti için analizler yapılmıştır. Km: 194+660' e ait PLAXIS 2D programından elde edilen analiz sonuçları aşağıdaki şekillerde verilmiştir.



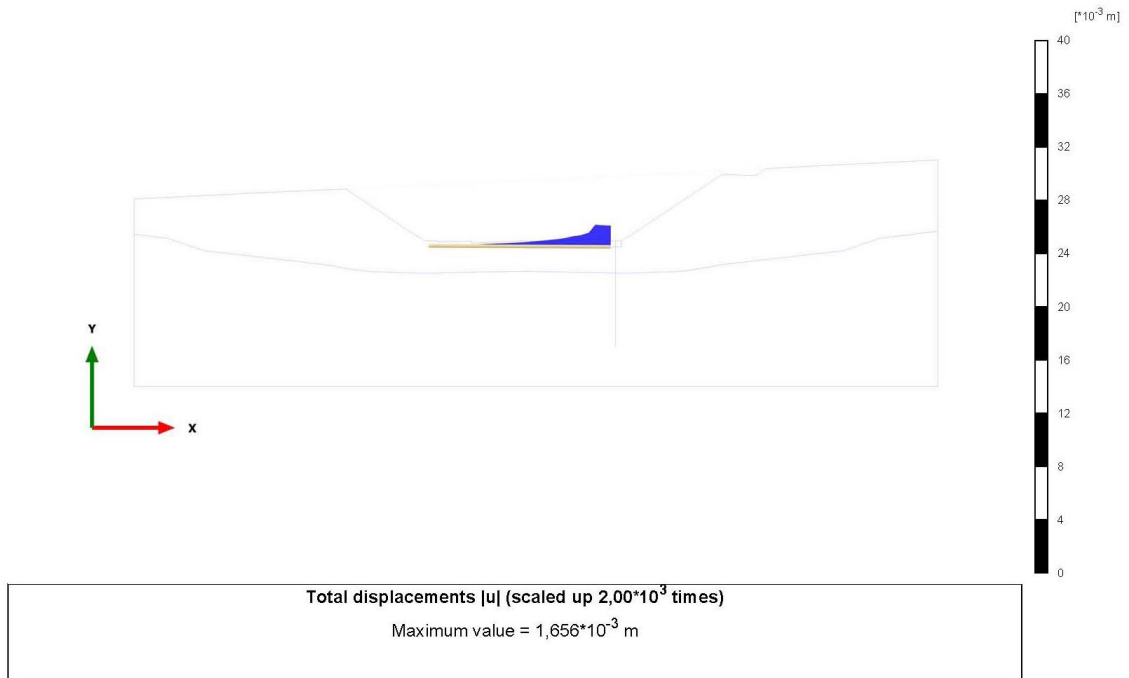
Şekil 7.23: KM: 194+660 PLAXIS 2D modeli.



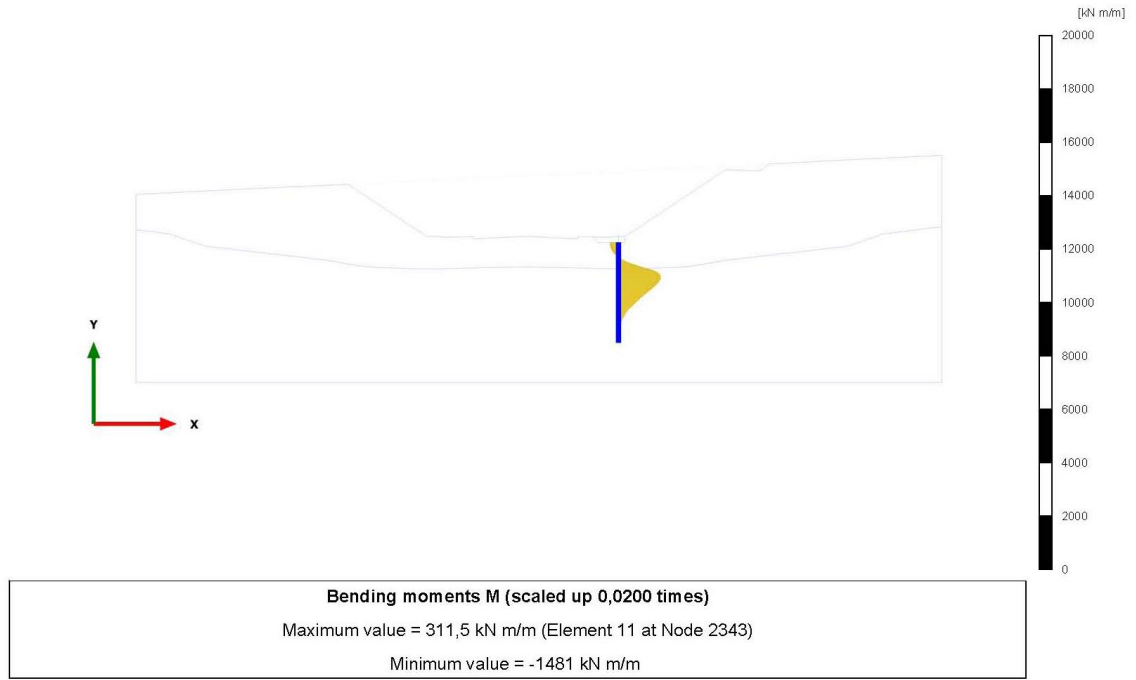
Şekil 7.24: KM: 194+660 kesiti toplam deformasyon.



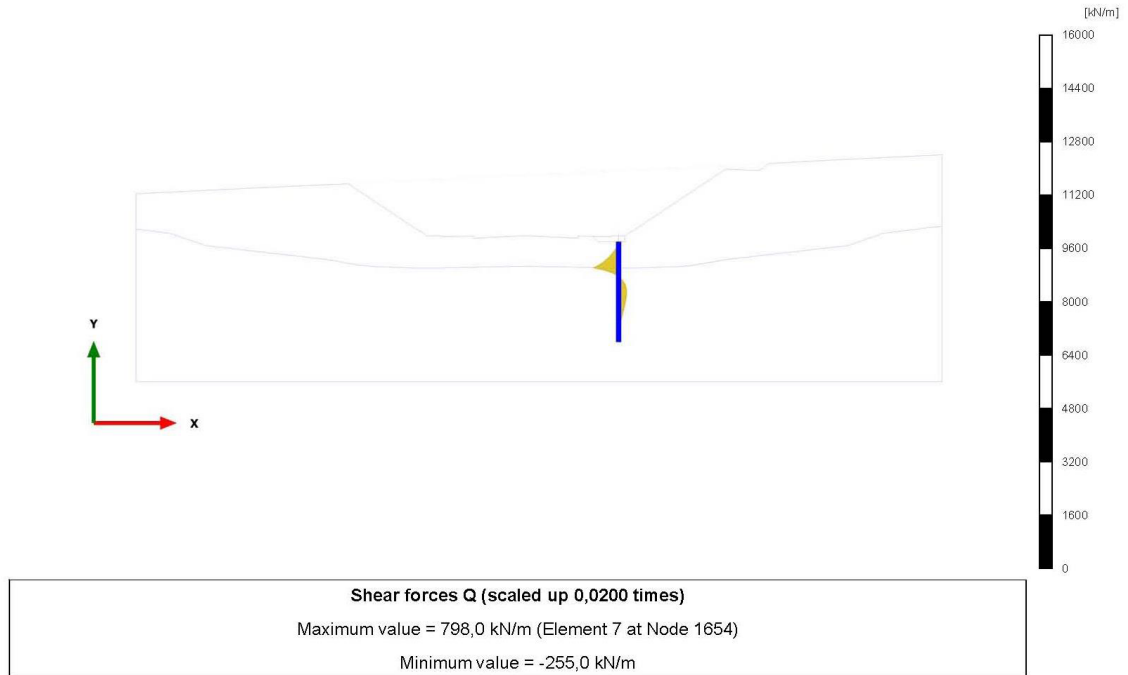
Şekil 7.25: KM: 194+660 kesiti şev yüzeyinde oluşan toplam deformasyon.



Şekil 7.26: KM: 194+660 kesiti hat üzerinde oluşan toplam deformasyon.



Şekil 7.27: KM: 194+660 kesitindeki fore kazıklarda beklenen moment değeri.



Şekil 7.28: KM: 194+660 kesitindeki fore kazıklara etkiyen kesme kuvveti.

KM: 194+660 kesitine ait güvenlik sayısı = $2,30 > 1,50$

Fore kazıklarda oluşan moment ve kesme kuvveti değerleri Tablo 7.3’ te özetlenmiştir.

Tablo 7.3: Fore kazıklarda oluşan moment ve kesme değerleri

Kesit	Kazık Çapı (cm)	Kazık Aralığı (m)	M _{PLAXIS} (kNm/m)	V _{PLAXIS} (kN/m)
Kesit 1-1 (Çift Sıra Şaşırtmalı)	120	1,40	2073	1045
Kesit 2-2 (Çift Sıra Şaşırtmalı)	120	1,80	1609	805
Kesit 3-3 (Çift Sıra Şaşırtmalı)	120	2,40	1021	553
Kesit 4-4 (Tek Sıra)	120	1,50	1481	798

Sistem 2 boyutlu modellenip analiz yapıldığından kazıklara birim metrede etkiyen kesme kuvveti ve moment değerleri bulunmuştur. PLAXIS analiz sonuçlarından elde edilen kazıklara birim metrede etkiyen kesme kuvveti ve moment değerleri kazık aralıklarıyla çarpılarak bir kazığa etkiyen kesme kuvveti ve moment değeri elde edilir.

7.4 Donatı Hesabı

Donatı hesap detayları aşağıda verilmiştir.

7.4.1 Boyuna Donatı Hesabı (1 - 1 Kesiti)

Beton : C 25

$$f_{cd} = 0,17 \text{ t/cm}^2$$

Çelik : BÇ III

$$f_{yd} = 3,65 \text{ t/cm}^2$$

Kazık Aralığı = 1,40 m

Kazık Çapı (D) = 1,20 m

$$M_{plaxis} = 2073,00 \text{ kN.m/m}$$

$$M_{kazık} = 295,84 \text{ t.m/kzk}$$

$$M_d = 295,84 \text{ t.m/kzk}$$

$$A_c = \pi D^2/4$$

$$A_c = 1,13 \text{ m}^2 = 11309,73 \text{ cm}^2$$

$$M_d/(A_c * h * f_{cd}) = 0,13$$

$$N/(A_c * f_{cd}) = 0$$

$$d'' / h = 0,85$$

$$\rho_t * m = 0,36$$

$$m = f_{yd} / f_{cd} = 21,47$$

$$\rho_t = 0,0168$$

$$\Sigma A_s = \rho_t * A_c = 191,16 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset 32 = 8,04 \text{ cm}^2 \sim 23,77 \text{ adet}$$

$$\text{Min. Donatı} = 0,01 * A_c = 113,10 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset 32 = 8,04 \text{ cm}^2 \sim 14,06 \text{ adet}$$

Seçilen Donatı: 24 Ø 32

7.4.2 Boyuna Donatı Hesabı (2 - 2 Kesiti)

Beton : C 25

$$f_{cd} = 0,17 \text{ t/cm}^2$$

Çelik : BÇ III

$$f_{yd} = 3,65 \text{ t/cm}^2$$

$$\text{Kazık Aralığı} = 1,80 \text{ m}$$

$$\text{Kazık Çapı (D)} = 1,20 \text{ m}$$

$$M_{\text{plaxis}} = 1609,00 \text{ kN.m/m}$$

$$M_{\text{kazık}} = 295,23 \text{ t.m/kzk}$$

$$M_d = 295,23 \text{ t.m/kzk}$$

$$A_c = \pi D^2 / 4$$

$$A_c = 1,13 \text{ m}^2 = 11309,73 \text{ cm}^2$$

$$M_d / (A_c * h * f_{cd}) = 0,13$$

$$N / (A_c * f_{cd}) = 0$$

$$d'' / h = 0,85$$

$$\rho_t * m = 0,36$$

$$m = f_{yd} / f_{cd} = 21,47$$

$$\rho_t = 0,0168$$

$$\Sigma A_s = \rho_t * A_c = 190,73 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset 32 = 8,04 \text{ cm}^2 \sim 23,72 \text{ adet}$$

$$\text{Min. Donatı} = 0,01 * A_c = 113,10 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset 32 = 8,04 \text{ cm}^2 \sim 14,06 \text{ adet}$$

Seçilen Donatı: 24 Ø 32

7.4.3 Boyuna Donatı Hesabı (3 - 3 Kesiti)

Beton : C 25

$$f_{cd} = 0,17 \text{ t/cm}^2$$

Çelik : BÇ III

$$f_{yd} = 3,65 \text{ t/cm}^2$$

$$\text{Kazık Aralığı} = 2,40 \text{ m}$$

$$\text{Kazık Çapı (D)} = 1,20 \text{ m}$$

$$M_{plaxis} = 1021,00 \text{ kN.m/m}$$

$$M_{kazık} = 249,79 \text{ t.m/kzk}$$

$$M_d = 249,79 \text{ t.m/kzk}$$

$$A_c = \pi D^2 / 4$$

$$A_c = 1,13 \text{ m}^2 = 11309,73 \text{ cm}^2$$

$$M_d / (A_c * h * f_{cd}) = 0,11$$

$$N / (A_c * f_{cd}) = 0$$

$$d'' / h = 0,85$$

$$\rho_t * m = 0,30$$

$$m = f_{yd} / f_{cd} = 21,47$$

$$\rho_t = 0,014$$

$$\Sigma A_s = \rho_t * A_c = 158,86 \text{ cm}^2$$

$$\varnothing 32 = 8,04 \text{ cm}^2 \sim 19,75 \text{ adet}$$

$$\text{Min. Donatı} = 0,01 * A_c = 113,10 \text{ cm}^2$$

$$\varnothing 32 = 8,04 \text{ cm}^2 \sim 14,06 \text{ adet}$$

Seçilen Donatı: 20Ø 32

7.4.4 Boyuna Donatı Hesabı (4 - 4 Kesiti)

Beton : C 25

$$f_{cd} = 0,17 \text{ t/cm}^2$$

elik : B III

$$f_{yd} = 3,65 \text{ t/cm}^2$$

Kazık Aralığı = 1,50 m

Kazık apı (D) = 1,20 m

$M_{plaxis} = 1481,00 \text{ kN.m/m}$

$M_{kazık} = 226,45 \text{ t.m/kzk}$

$M_d = 226,45 \text{ t.m/kzk}$

$$A_c = \pi D^2/4$$

$$A_c = 1,13 \text{ m}^2 = 11309,73 \text{ cm}^2$$

$$M_d/(A_c * h * f_{cd}) = 0,10$$

$$N/(A_c * f_{cd}) = 0$$

$$d'' / h = 0,85$$

$$\rho_t * m = 0,27$$

$$m = f_{yd} / f_{cd} = 21,47$$

$$\rho_t = 0,0126$$

$$\Sigma A_s = \rho_t * A_c = 142,78 \text{ cm}^2$$

$$\text{Ø } 32 = 8,04 \text{ cm}^2 \sim 17,75 \text{ adet}$$

$$\text{Min. Donatı} = 0,01 * A_c = 113,10 \text{ cm}^2$$

$$\varnothing 32 = 8,04 \text{ cm}^2 \sim 14,06 \text{ adet}$$

Seçilen Donatı: 18Ø 32

7.4.5 Etriye Hesabı (1 - 1 Kesiti)

$$\varnothing_{\text{kazık}} = 1,20 \text{ m}$$

$$\text{Kazık Aralığı} = 1,40 \text{ m}$$

$$V_{\text{Plaxis}} = 1.045,00 \text{ kN/m}$$

$$V_{\text{max,KZK}} = 146,30 \text{ ton/kzk}$$

$$V_d = 146,30 \text{ ton/kzk}$$

$$\text{Beton : C 25} \quad f_{\text{ctd}} = 0,01 \text{ ton/cm}^2$$

$$\text{Çelik : BÇ III} \quad f_{\text{ywd}} = 3,65 \text{ ton/cm}^2$$

$$b_w * d = 11.309,00 \text{ cm}^2$$

$$V_{\text{cr}} = 0,65 * f_{\text{ctd}} * b_w * d$$

$$V_c = 0,8 * V_{\text{cr}} = 68,80 \text{ ton}$$

$$V_d > V_c \text{ (Etriye Hesabı Gerekli)}$$

$$V_w = (V_d - V_c)$$

$$V_w = 77,50 \text{ ton/kzk}$$

$$V_w / d = f_{\text{ywd}} * 2A_0/s$$

$$\text{Kullanılacak Etriye: } \Phi 12 \rightarrow A_0 = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$s = f_{ywd} * 2A_0 * d / V_w = 11 \text{ cm} \rightarrow \Phi 12 / 10$$

Minimum Etriye :

$$2A_0/s = 0,30 * b_w * f_{ctd} / f_{ywd}$$

$$A_0 = 0,058 * s$$

$$s = 15 \text{ cm} \rightarrow A_0 = 0,87 \text{ cm}^2 \rightarrow \Phi 12 / 15$$

Seçilen Etriye: $\Phi 12/10$

7.4.6 Etriye Hesabı (2 - 2 Kesiti)

$$\emptyset_{kazık} = 1,20 \text{ m}$$

$$\text{Kazık Aralığı} = 1,80 \text{ m}$$

$$V_{Plaxis} = 805,00 \text{ kN/m}$$

$$V_{max,KZK} = 144,90 \text{ ton/kzk}$$

$$V_d = 144,90 \text{ ton/kzk}$$

$$\text{Beton : C 25} \quad f_{ctd} = 0,01 \text{ ton/cm}^2$$

$$\text{Çelik : BÇ III} \quad f_{ywd} = 3,65 \text{ ton/cm}^2$$

$$b_w * d = 11.309,00 \text{ cm}^2$$

$$V_{cr} = 0,65 * f_{ctd} * b_w * d$$

$$V_c = 0,8 * V_{cr} = 68,80 \text{ ton}$$

$$V_d > V_c \text{ (Etriye Hesabı Gerekli)}$$

$$V_w = (V_d - V_c)$$

$$V_w = 76,10 \text{ ton/kzk}$$

$$V_w / d = f_{ywd} * 2A_0/s$$

$$\text{Kullanılacak Etriye: } \Phi 12 \rightarrow A_0 = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$s = f_{ywd} * 2A_0 * d / V_w = 11 \text{ cm} \rightarrow \Phi 12 / 11$$

Minimum Etriye :

$$2A_0/s = 0,30 * b_w * f_{ctd} / f_{ywd}$$

$$A_0 = 0,058 * s$$

$$s = 15 \text{ cm} \rightarrow A_0 = 0,87 \text{ cm}^2 \rightarrow \Phi 12 / 15$$

Seçilen Etriye: $\Phi 12/11$

7.4.7 Etriye Hesabı (3 - 3 Kesiti)

$$\emptyset_{kazık} = 1,20 \text{ m}$$

$$\text{Kazık Aralığı} = 2,40 \text{ m}$$

$$V_{plaxis} = 553,00 \text{ kN/m}$$

$$V_{\max, KZK} = 132,72 \text{ ton/kzk}$$

$$V_d = 132,72 \text{ ton/kzk}$$

$$\text{Beton : C 25} \quad f_{ctd} = 0,01 \text{ ton/cm}^2$$

$$\text{Çelik : BÇ III} \quad f_{ywd} = 3,65 \text{ ton/cm}^2$$

$$b_w * d = 11.309,00 \text{ cm}^2$$

$$V_{cr} = 0,65 * f_{ctd} * b_w * d$$

$$V_c = 0,8 * V_{cr} = 68,80 \text{ ton}$$

$$V_d > V_c \text{ (Etriye Hesabı Gerekli)}$$

$$V_w = (V_d - V_c)$$

$$V_w = 63,92 \text{ ton/kzk}$$

$$V_w / d = f_{ywd} * 2A_0 / s$$

$$\text{Kullanılacak Etriye: } \Phi 12 \rightarrow A_0 = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$s = f_{ywd} * 2A_0 * d / V_w = 13 \text{ cm} \rightarrow \Phi 12 / 13$$

Minimum Etriye :

$$2A_0 / s = 0,30 * b_w * f_{ctd} / f_{ywd}$$

$$A_0 = 0,058 * s$$

$$s = 15 \text{ cm} \rightarrow A_0 = 0,87 \text{ cm}^2 \rightarrow \Phi 12 / 15$$

Seçilen Etriye: $\Phi 12/13$

7.4.8 Etriye Hesabı (4 - 4 Kesiti)

$$\emptyset_{kazık} = 1,20 \text{ m}$$

$$\text{Kazık Aralığı} = 1,50 \text{ m}$$

$$V_{Plaxis} = 798,00 \text{ kN/m}$$

$$V_{max,KZK} = 119,70 \text{ ton/kzk}$$

$$V_d = 119,70 \text{ ton/kzk}$$

Beton : C 25

$$f_{ctd} = 0,01 \text{ ton/cm}^2$$

Çelik : BÇ III

$$f_{ywd} = 3,65 \text{ ton/cm}^2$$

$$b_w * d = 11.309,00 \text{ cm}^2$$

$$V_{cr} = 0,65 * f_{ctd} * b_w * d$$

$$V_c = 0,8 * V_{cr} = 68,80 \text{ ton}$$

$$V_d > V_c \text{ (Etriye Hesabı Gerekli)}$$

$$V_w = (V_d - V_c)$$

$$V_w = 50,90 \text{ ton/kzk}$$

$$V_w / d = f_{ywd} * 2A_0 / s$$

$$\text{Kullanılacak Etriye: } \Phi 12 \rightarrow A_0 = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$s = f_{ywd} * 2A_0 * d / V_w = 17 \text{ cm} \rightarrow \Phi 12 / 16$$

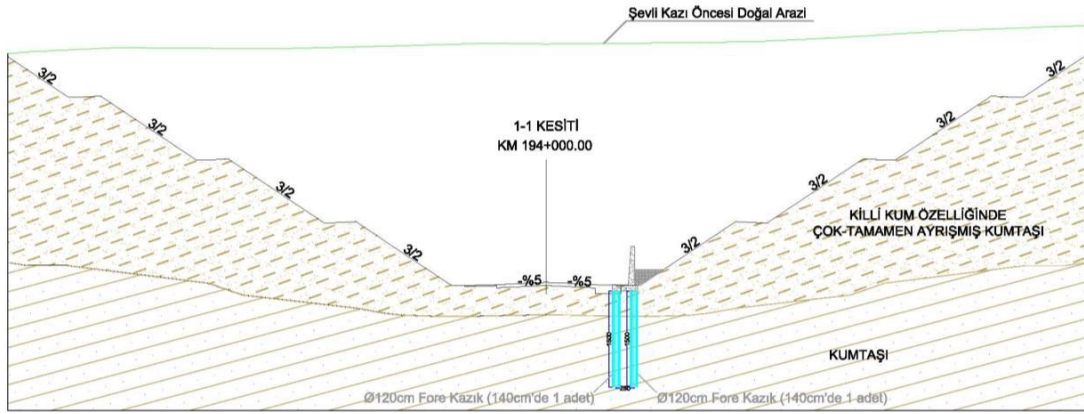
Minimum Etriye :

$$2A_0 / s = 0,30 * b_w * f_{ctd} / f_{ywd}$$

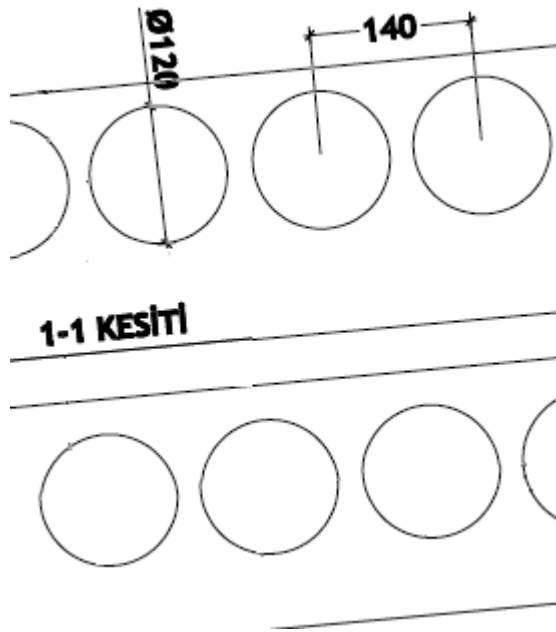
$$A_0 = 0,058 * s$$

$$s = 15 \text{ cm} \rightarrow A_0 = 0,87 \text{ cm}^2 \rightarrow \Phi 12 / 15$$

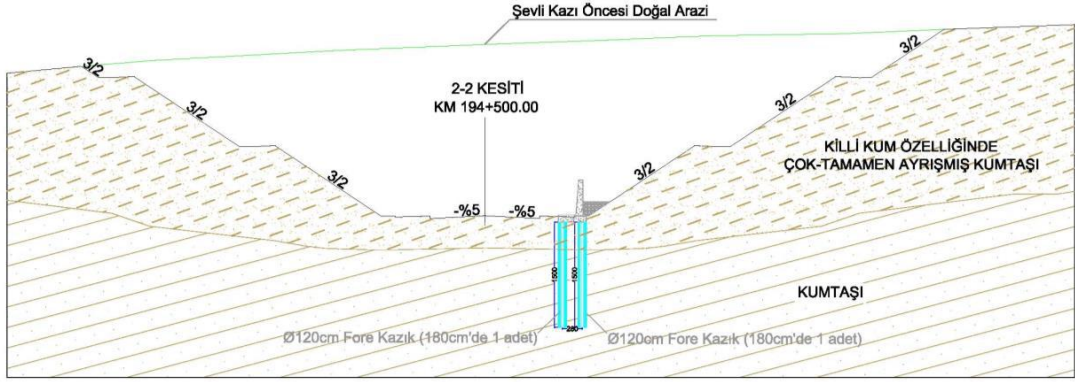
Seçilen Etriye: $\Phi 12/15$



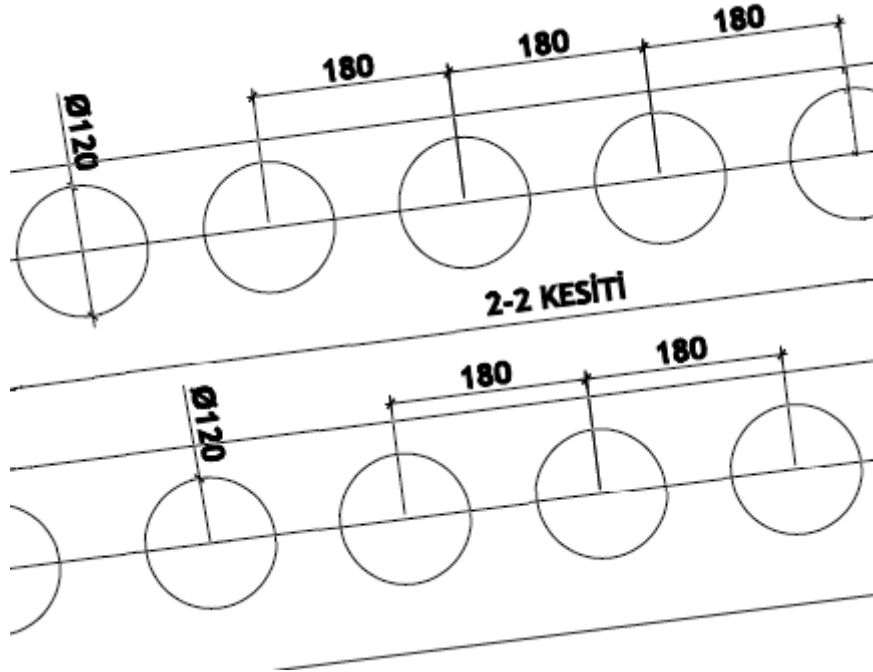
Şekil 7.29: (1 - 1) zemin en kesiti.



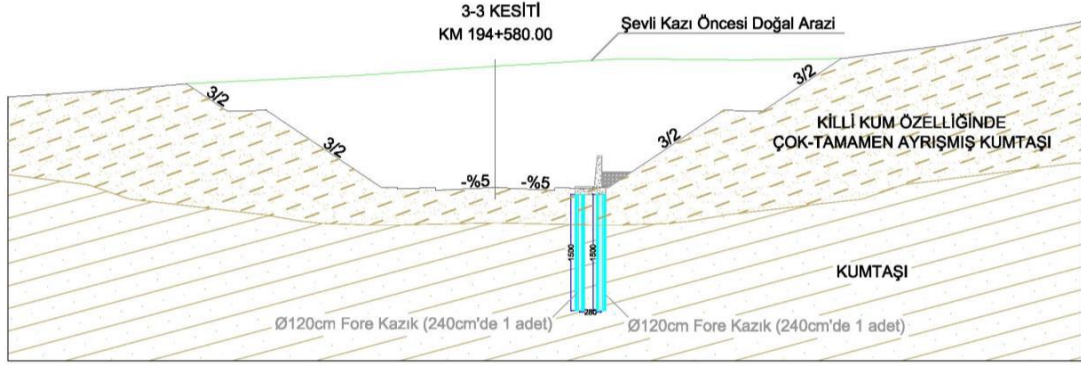
Şekil 7.30: (1 - 1) kesiti fore kazık yerleştirme planı.



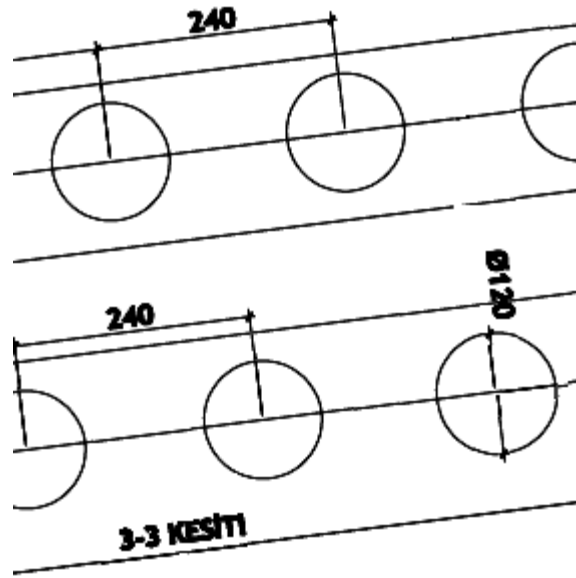
Şekil 7.31: (2 - 2) zemin en kesiti.



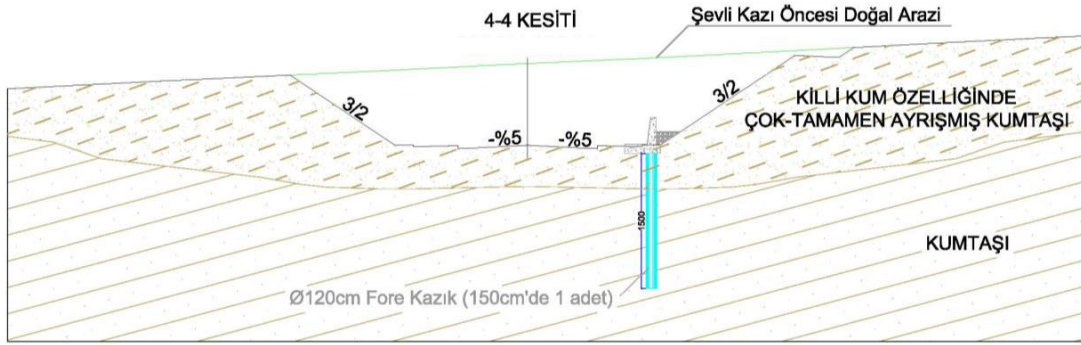
Şekil 7.32: (2 - 2) kesiti fore kazık yerleştirme planı.



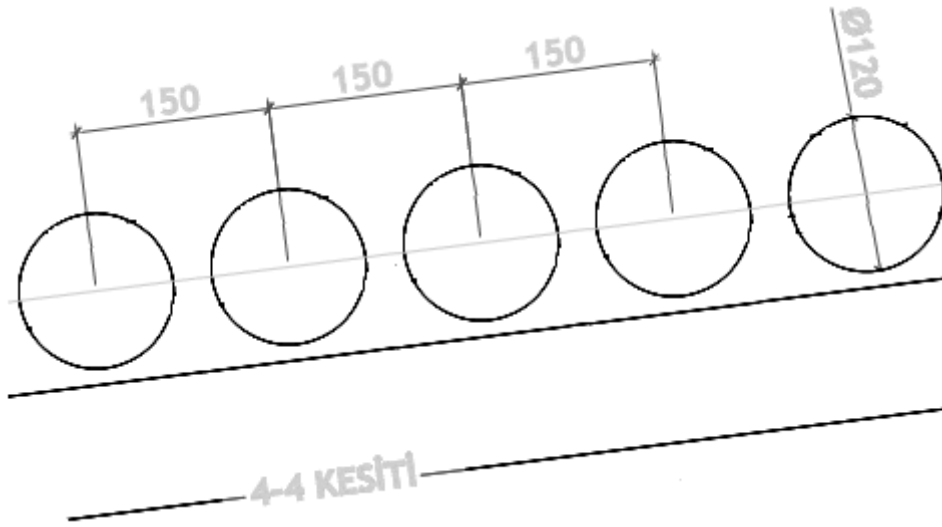
Şekil 7.33: (3 - 3) zemin en kesiti.



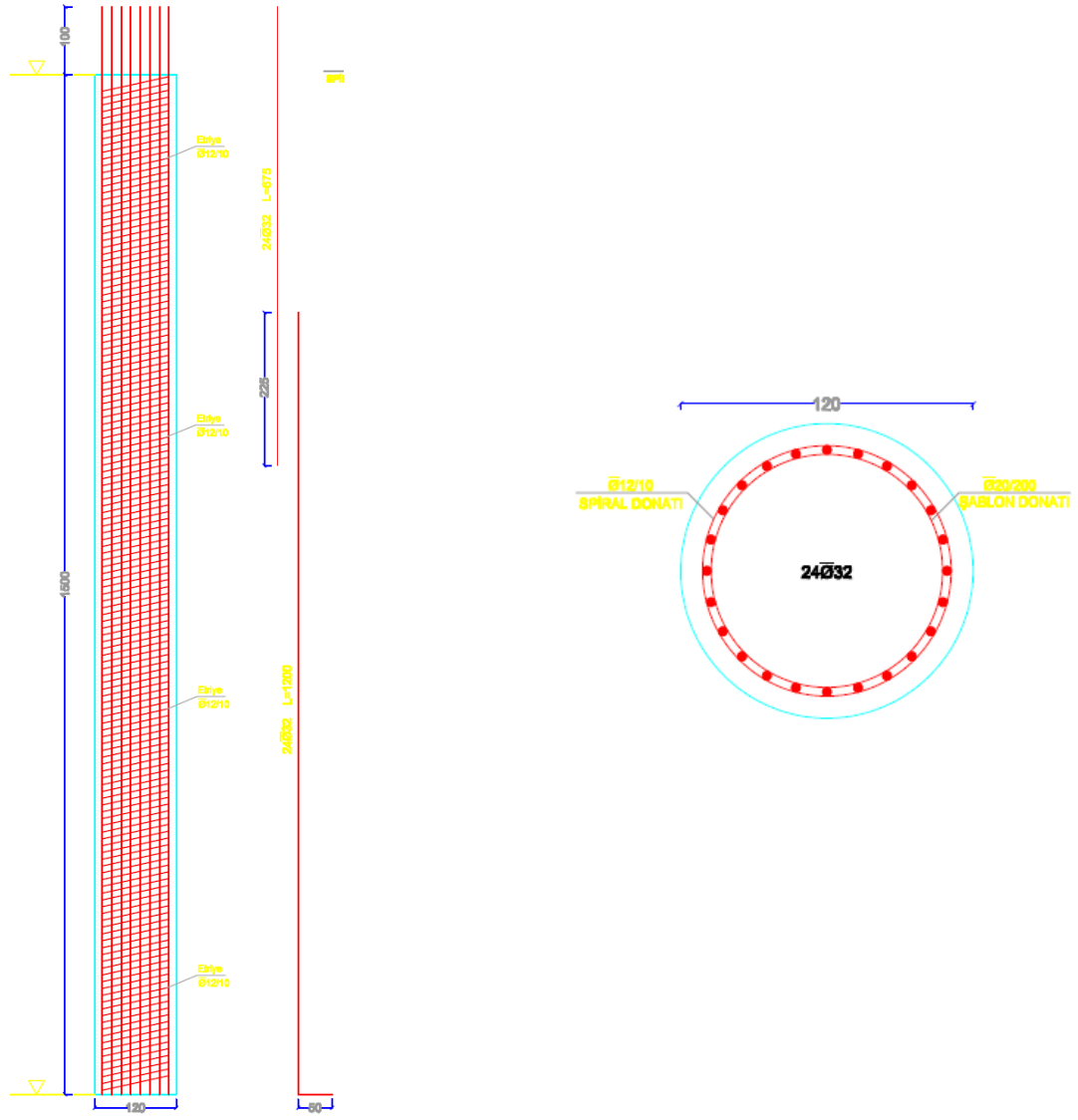
Şekil 7.34: (3 - 3) kesiti fore kazık yerleştirme planı.



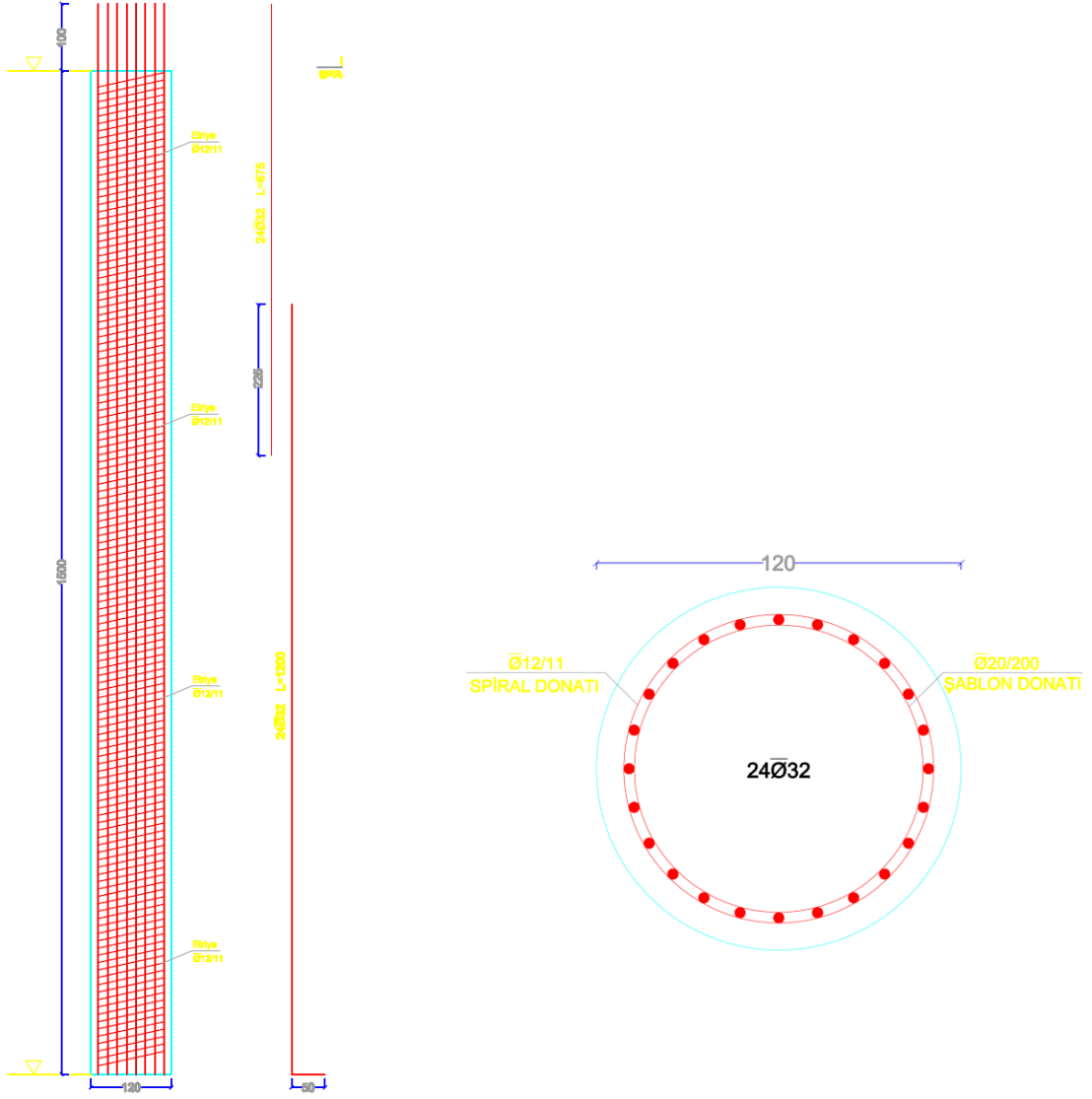
Şekil 7.35: (4 - 4) zemin en kesiti.



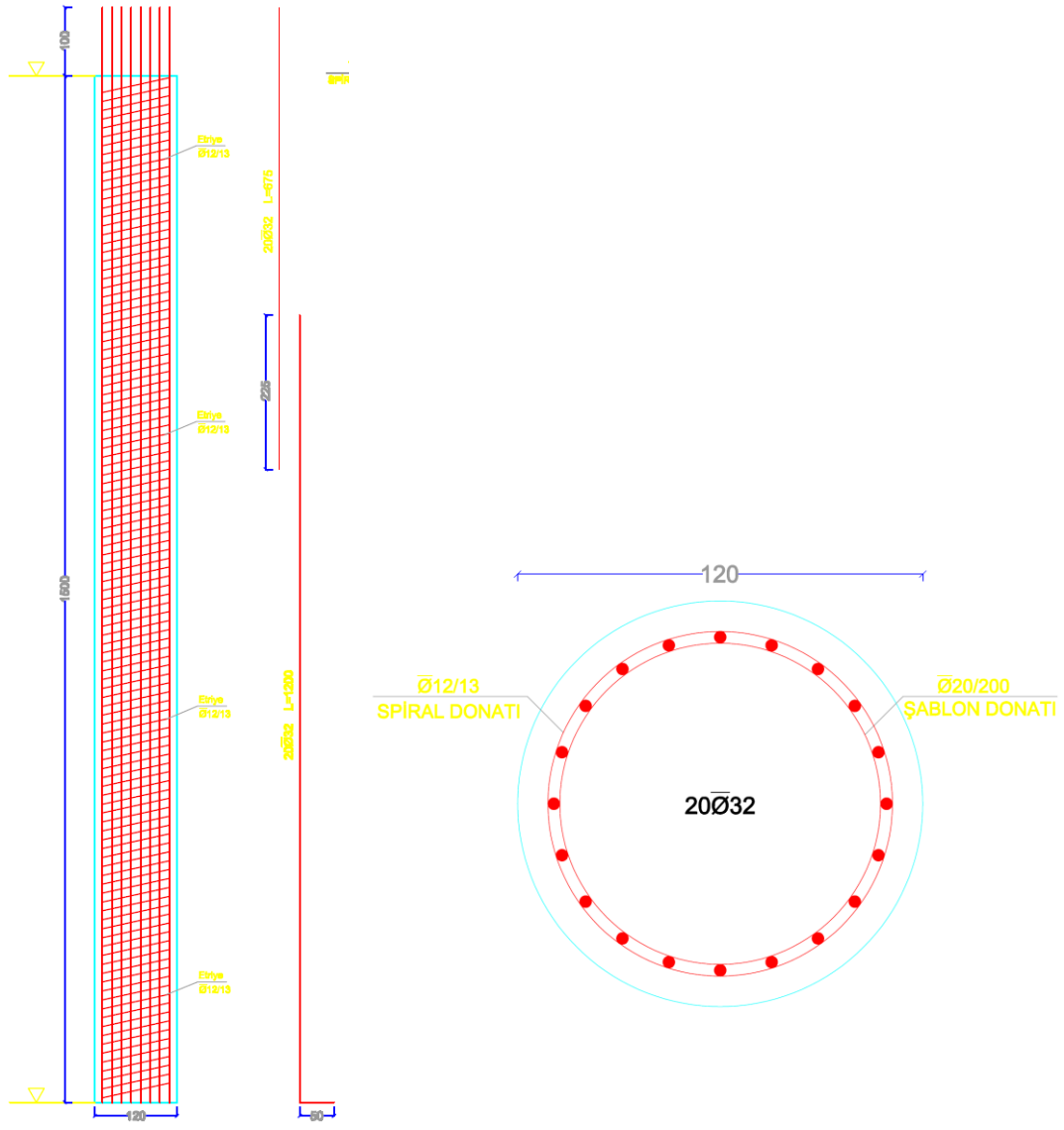
Şekil 7.36: (4 - 4) kesiti fore kazık yerleştirme planı.



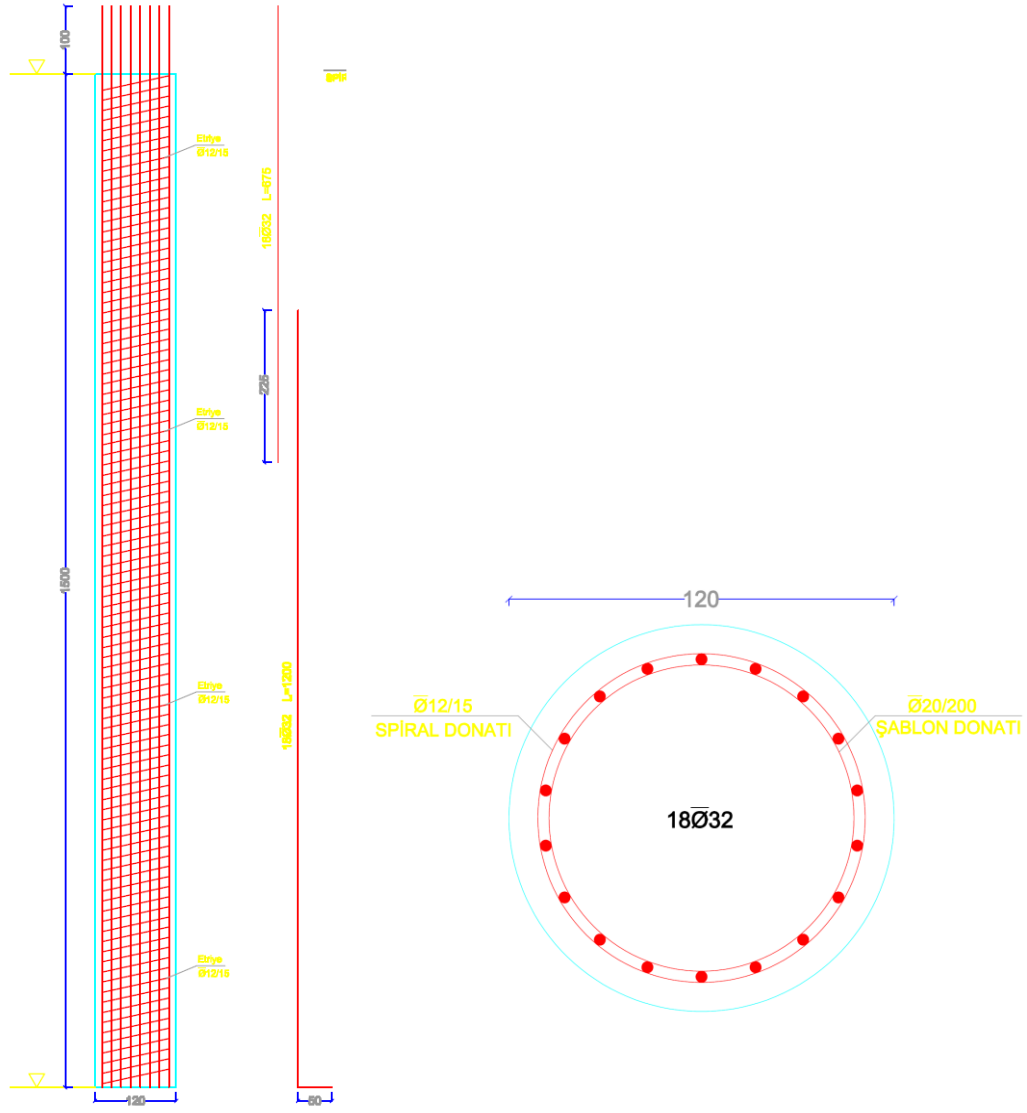
Şekil 7.37: (1 - 1) kesiti fore kazık donatı detayı.



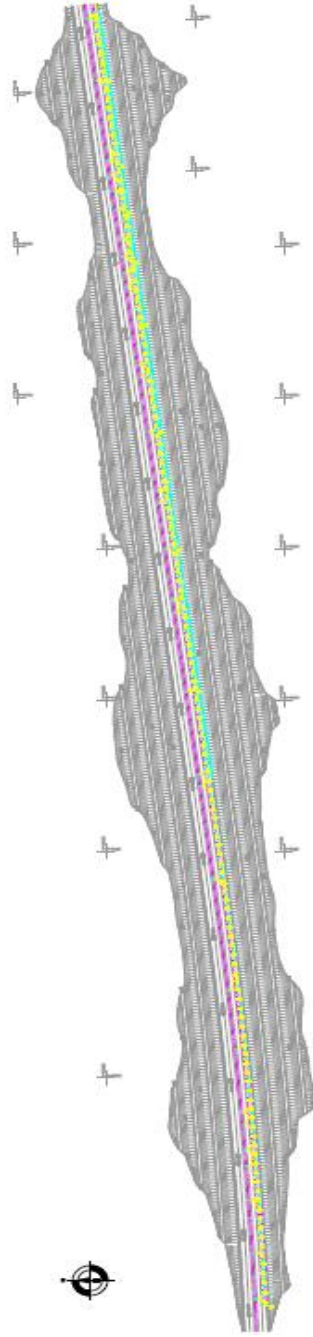
Şekil 7.38: (2 - 2) kesiti fore kazık donatı detayı.



Şekil 7.39: (3 - 3) kesiti fore kazık donatı detayı.



Şekil 7.40: (4 - 4) kesiti fore kazık donatı detayı.



Şekil 7.41: Vaziyet planı.

8. SONUÇ VE ÖNERİLER

Şev stabilitesi, geoteknik mühendisliği açısından önem arz etmektedir. Birçok projede, birçok yöntemle şev göçmelerine karşı, şevin yeteri kadar güvenli olup olmadığı araştırılmaktadır, şayet şev göçmesi meydana gelecekse şevin iyileştirilmesi gerekmektedir.

Bu çalışmada, şevin tanımlanması, şevin hareketleri, ortam koşulları, şevi etkileyen faktörler gibi birçok bilgi verilmektedir. Bu bilgiler ışığında geliştirilen birçok hesap yöntemi ile şevin duraylılığını incelemek mümkün olmakta ve şev sorun teşkil etmesi halinde şev stabilitesinin sağlanması için gerekli iyileştirme yöntemlerinden ayrıntılı bir şekilde bahsedilmiştir.

Şev stabilitesinin doğru bir şekilde değerlendirilmesi için göçmeye sebebiyet verecek tüm ortam koşullarının doğru bir şekilde belirlenmesiyle mümkün olmaktadır. Bu sebeple arazi ve laboratuvar deneyleri önem kazanmaktadır.

Örnek şev iyileştirilmesinde zeminden alınan numuneler üzerinde arazi ve laboratuvar deneyleri yapılmıştır ve limit denge yöntemlerini kullanan GEO5 programıyla kayma yüzeyi ve güvenlik sayıları hesaplanmıştır.

Şev stabilitesini saptamak ve zemini daha gerçekçi bir şekilde modellemek için sonlu elemanlar yöntemi tabanlı PLAXIS 2D programı kullanılarak da modellenip analiz yapılmıştır.

Şev iyileştirilmesi örneğinde, yarma sahasında sağ şevde stabilite sorunu saptanmıştır. Bu çalışma ile stabilite sorunu saptanan heyelanlı kesimlerin yeniden duraylı hale getirilmesi için gerekli önlemlerin alınması amaçlanmıştır. Bu amaca yönelik olarak yarma şevlerinde gözlenen bu stabilite sorunu nedeniyle demiryolu hattının güvenliği düşünülerek şev duraylılık analizleri yapılmıştır.

GEO5 ve PLAXIS 2D programıyla yapılan stabilite analizi ve arazi gözlemleri sonucunda şev duraylılığını sağlamak amacıyla fore kazıklı iyileştirme yöntemi kullanılmıştır.

Kazıklar kumtaşının içine yerleşecek şekilde tasarlanmıştır. PLAXIS 2D programıyla yapılan stabilite analizi ve arazi gözlemleri sonucunda şevlerin yüksek olduğu kesimlerde iki sıra, şev yüksekliğinin az olduğu yerlerde bir sıra olacak şekilde, $L= 15,00$ m boyunda, $s= 1,40$ m, $s= 1,80$ m, $s= 2,40$ m ve $s= 1,50$ m aralığında, Ø120 cm çapında betonarme kazık yapılmıştır. Akabinde fore kazıklarda kullanılacak donatı miktarı belirlenmiştir. Kazık başlık kirişlerinin üzerine, şevlerden gelebilecek döküntülerin demiryolu hattına ulaşmadan tutulabilmesi ve alt şeve nispeten destek sağlaması amacıyla betonarme duvar yapılması uygun görülmüştür. Ayrıca duvarın arkasına, duvar yüksekliklerinin yarısına kadar gelecek şekilde geçirimli kaya ufağı ve/veya granüler malzeme ile doldurulması uygun görülmüştür. Bu dolgu malzemesinin içine, şev arkasından gelen suların tahliyesi için perfore drenaj borusu ve barbakan yerleştirilmesi önerilmiştir.

Kazık imalatında kullanılacak beton sınıfı C25 ve çelik sınıfı BÇ III olarak alınmış ve analizler bu doğrultuda yapılmıştır.

9. KAYNAKLAR

Abramson, L.W., Lee T.S., Sharma, S. and Boyce, G.M., *Slope Stability and Stabilization Methods*. John Wiley & Sons, Inc., New York, (1996).

Akbulut, İ., *Şev Duraylılığı*, Ankara: Maden Tetkik ve Arama Genel Müdürlüğü, (2012).

Akçakal, Ö., “Şev Stabilesi Analizinde Geri Hesap Yöntemi Ve Bir Vaka Analizi”, Yüksek Lisans Tezi, *İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı*, İstanbul, (2009).

Alkaya, D., Tarakçı U., ve Kenarlı B., “Denizli Babadağ İlçesinde Geoteknik Kaynaklı Sorunlar ve İlçenin Deprem Durumunda Güven(Siz)Liği”, İMO e-kütüphane, (2003).

Anaçalı, İ. ve Şirin A., *Heyelan Tanımlama ve Veri Oluşturma Kılavuzu*, Karayolları Genel Müdürlüğü, Ankara, 2015.

Anadolu Ajansı, “Türkiye 117 yılda 210 büyük deprem yaşadı”, (12 Mart 2020), <https://www.aa.com.tr/tr/turkiye/turkiye-117-yilda-210-buyuk-deprem-yasadi/1458151>, (2019).

Arioğlu, E. ve Tokgöz, N., *Çözümlü Problemlerle Şev Stabilesi Analizi*, Evrim Yayınevi, (2005).

Atalay, F., ve Bekaroglu, N., *Heyelanlar ve Mühendislik Uygulamaları*, KGM Yayınları Yayın No: 200, Ankara, (1973).

Blong, R.J., “A Numerical Classification of Selected Landslides of the Debris Slide-Avalanche-Flow Type”, *Engineering Geology*, 7, 99-114, (1973).

Brandl, H., “Slope Stabilisation and Support Crib Walls and Prestressed Anchors”, *Proc. Int. Geotech. Seminar*, Singapore, 179-198, (1985).

Brinkgreve, R.B.J. “*PLAXIS - Finite Element Code for Soil and Rock Analyses: Users Manual – Version 8*”. A.A. Balkema, Rotterdam, Netherlands, (2002).

Bromhead, E.N., *The Stability of Slopes*, Surrey University Press, USA, (1986).

Coduto, D.P., *Geoteknik Mühendisliği İlkeler ve Uygulamalar*, (Çev: M. Mollamahmutoğlu, K. Kayabalı), Gazi Kitabevi, (2006).

Cruden D. M. and Varnes D. J., “Landslide Types and Processes”, *Transportation Research Board*, National Academy of Sciences, 247, 36-75, (1993).

Çamlıbel, A.N., “Yamaç Stabilitésinin Düşey Kazıklarla İyileştirilmesi”, Doktora Tezi, *İstanbul Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü*, (1982).

Çavumirza, L., “Şev Stabilités Analizi Ve Kartepe-Uzuntarla (Kocaeli) Örneği”, Yüksek Lisans Tezi, *Kocaeli Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Jeofizik Mühendisliği Anabilim Dalı*, Kocaeli, (2018).

Das, M.B., *Principles of Geotechnical Engineering*, Thomson, Cengage Learning, (2006).

Dolu, C., “Şev Güvenliğinin Belirlenmesine Yönelik Zemin Etütleri, Zemin Modelleme Ve Depremlili Durum Şev Stabilités Analizleri İçeren Bir Vaka Analizi”, Yüksek Lisans Tezi, *İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı*, İstanbul, (2019).

Duncan, J.M. ve Wright, S.G., *Zemin Şevlerinin Duraylılığı*, (Çev: K. Kayabalı), Gazi Kitabevi, ISBN:975-6009-00-4, 299, Ankara, (2005).

Ersoy, Ş., Nurlu, M., Gökçe, O. ve Özmen, B., “2016 Yılında Dünyada ve Türkiye’de Meydana Gelen Doğa Kaynaklı Afet Kayıplarının İstatistiksel Değerlendirmesi”, *Mavi Gezegen*, 22, 13-27, (2017).

Fermanoğlu Metal, (30 Mart 2020), https://www.fermanoglumetal.com/site_document/sayfa_img/ZOJGK1DRJ_resim_3_9_2018_16_b.jpg, (2018).

Fırat, S. ve Kutanis, M., “Şev duraylılığında kullanılan kazıkların yanal yüklerinin hesaplanması metodları” *Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği VIII. Ulusal kongresi*, İstanbul, s.213-222, (2000).

Fredlund, D.G. and Krahn, J., “Comparison of slope stability methods of analysis”, *Canadian Geotechnical Journal*, 14(3), 429-439, (1977).

Fredlund, D.G., Krahn, J., and Pufahl, D.E., “The relationship between limit equilibrium slope stability methods”, *In Proceedings of the 10th Conference of the International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering (ISSMFE)*, Stockholm, Sweden, Vol. 3, pp. 409–416, (1981).

Genç G., “Kazık Grupları ile Şev Stabilite Analizi”, Yüksek Lisans Tezi, *Karadeniz Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü*, Trabzon, (2010).

Goodman, R.E. and Bray, J.W., “Toppling of Rock Slopes”, *Proc. ASCE Conf. Rock Eng. for Foundations and Slopes*, Boulder, Colorado, v2, 201-34, (1976).

Gökcan S., “Şev Stabilitesi Analizinde Geri Hesap Yöntemi ve Tekke Heyelanının Geri Hesap Yöntemiyle İncelenmesi”, Yüksek Lisans Tezi, *Süleyman Demirel Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü*, Isparta, (2014).

Hammouri, N.A., Malkawi, A.I.H. and Yamin, M.M.A., “Stability Analysis of Slopes Using The Finite Element Method and Limiting Equilibrium Approach”, *Bulletin Of Engineering Geology*, 67, 471–478, (2007).

Huvaj, N., *Şev Stabilitesi*, Eğitim Notu, TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası, İstanbul, (2017).

Hürriyet, “Babadağ’ da hayat kurtaran proje”, (12 Mart 2020), <https://www.hurriyet.com.tr/babadagda-hayat-kurtaran-proje-40856438>, (2018).

Ito, T. ve Matsui, T., Methods to Estimate Lateral Force Acting on Stabilizing Piles, *Soils and Foundations*, 15, 43-59, (1975).

İnsapedia, (31 Mart 2020), <https://insapedia.com/wp-content/uploads/2018/09/maxresdefault.jpg>, (2018).

Kara, H.B., “Heyelanlar ve Deve bağirtan Heyelanları Üzerine Bir Araştırma”, Yüksek Lisans Tezi, *İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü*, (1980).

Karikari, Y.O. and Agyei, Y.G., “Stability of Slopes Over Colluvium: Investigation, Analysis And Stabilisation”, *Conference on Geotechnical Engineering*, Melbourne, Australia, 105, (2000).

Kim, J., Salgado, R. and Lee, J., “Stability Analysis of Complex Soil Slopes Using Limit Analysis”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 128-7, 546-557, (2002).

Kobayashi, Y., “Causes of Fatalities in Recent Earthquakes in Japan”, *Journal of Disaster Science*, v3, 15-22, (1981).

Konuk, Ç., “Şev Stabilitesi Analizi Ve Şevlerde Deprem Etkisinin İncelenmesi”, Yüksek Lisans Tezi, *İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı*, İstanbul, (2005).

Krahn, J., *Stability Modelling with SLOPE/W: An Engineering Methodology*, GEO-SLOPE/W International Ltd., Canada, (2004).

Kramer L. S., *Geoteknik Deprem Mühendisliği*, (Çev: K. Kayabalı), Gazi Kitabevi, 1. Baskı, Ankara, (2003).

Lowe, I., and Karafiath, L., “Stability of Earth Dams Upon Drawdown”, *Proceedings 1st PanAm Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Mexico City, Vol.2, pp 537-552, (1960).

McCarthy, D.F., *Essentials of Soil Mechanics and Foundations*, Fifth Edition, Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey, 730p., (1998).

Mitchell, R.J., *Earth Structures Engineering*, Allen & Unwin Inc., London, (1983).

Morgenstern, N.R., and Price, V.E., “The Analysis of The Stability of General Slip Surfaces”, *Geotechnique, Nonlinear Failure Criterion International Journal*, XV, 79-93, (1965).

Morrison, I.M. and Greenwood, J.R., “Assumptions in Simplified Slope Stability Analysis by The Method of Slices”, *Geotechnique*, 39-3, 503-509, (1989).

Natural Zemin, (31 Mart 2020), <http://naturalzemin.com/wp-content/uploads/2016/04/tas-kolon-uygulamasi.jpg>, (2016).

Natural Zemin, (31 Mart 2020), <http://naturalzemin.com/wp-content/uploads/2016/04/zemin-civisi-2.jpg>, (2016).

Natural Zemin, (31 Mart 2020), <http://naturalzemin.com/wp-content/uploads/2016/05/tas-kolon-darbeli.jpg>, (2016).

Önalp, A. ve Arel, E., *Geoteknik Bilgisi II: Yamaç ve Şevlerin Mühendisliği*, Birsen Yayınevi, (2004).

Öz, E., “Şev Stabilitesi Ve Mühendislik Uygulamaları”, Yüksek Lisans Tezi, *Erciyes Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı*, Kayseri, (2007).

Özmen, B., Nurlu, M., Kuterdem, K. ve Temiz, A., *Afet Yönetimi ve Afet İşleri Genel Müdürlüğü Kocaeli Deprem Sempozyumu*, Grand Yükseliş Hotel, İzmit, (2005).

Öztürk K., “Heyelanlar ve Türkiye’ye Etkileri”, *Gazi Eğitim Fakültesi Dergisi*, 22(2), 35-50, (2002).

Popescu, M.E. and Sasahara, K., *Landslides: Disaster Risk Reduction*, Berlin, Springer, (2009).

Sarma, S.K., “Stability Analysis of Embankments and Slopes”, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 105:11:1511, (1979).

Sassa, K., Fukuoka, H., Wang, F.W. and Wang, G., *Landslides: Risk Analysis and Sustainable Disaster Management*, Springer, (2005).

Schuster, R.L., "Socioeconomic Significance of Landslides", *Landslides: Investigation and Mitigation*, Washington: Transportation Research Board, Special Report 247, 12-35, (1996).

Schuster, R.L., *The Landslide Handbook - A Guide to Understanding Landslides*, USGS, 1325, 125, Virginia, (2008).

Sharpe, C.F.S., *Landslides and Related Phenomena: A Study of Mass-Movements of Soil and Rock*, Columbia University Press, New York, 137p., (1938).

Shurman, G. and Slosson J. E., *Forensic Engineering: Environmental Case Histories for Civil Engineers and Geologists*, Academic Press, San Diego, (1992).

Skempton, A.W., Hutchinson, J.N., “Stability of Natural Slopes And Embankment Foundations”, *7th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng*, State of the Art Volume, 291-340, (1969).

Skempton, A.W., “Long-Term Stability of Clay Slopes”, *Geotechnique*, p77-102, (1964).

Skempton, A.W., “Soil Mechanics in Relation to Geology”, *Proceedings Yorkshire Geological Society*, 29(1), 33-62, (1953).

Skempton, A.W. “The Consolidation of Clays by Gravitational Compaction”, *Quarter Journal Geology Society*, 124, (1969).

Sonsenirkent, “13 Temmuz 1995- 74 Vatandaşımızı Unutmadık”, (12 Mart 2020), <http://www.sonsenirkent.com/senirkent-bilgi/13-temmuz-1995-74-vatandasimizi-unutmadik-11534.html>, (2013).

Sun, J., Li, J. and Liu, Q., *Search for Critical Slip Surface in Slope Stability Analysis by Spline-Based GA Method*, Technical Note, 10.1061, ASCE 1090-0241, 134:2 252, (2008).

Tekin, Ç., “Sonlu Elemanlar Ve Limit Denge Yöntemleri İle Şev Stabilitesi Analizi”, Yüksek Lisans Tezi, *İstanbul Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı*, İstanbul, (2011).

Terzaghi K., *Mechanism of Landslides*, New York: The Geological Society of America, Berkeley, Volume:83, (1950).

TS EN 1998-1: Depreme Dayanıklı Yapıların Projelendirilmesi, (2005).

Tunçdemir F., “Temel Zeminlerinin Enjeksiyon Tekniğıyle İyileştirilmesi”, *TMH-Türkiye Mühendislik Haberleri*, 430(2), 59-64, (2004).

Ulusay, R., “Assesment of Slope Deformations and Redesign Studies at Himmetoğlu open pit, Turkey”, *Proc. EUROCK*, Helsinki, 1-873, (2001).

Ulusay, R., *Heyelanlar ve Mühendislik Şevlerindeki Duraysızlıklar: Türleri, Etkileri ve Zararların Azaltılması*, 3940, DMO e-kütüphane, (2008).

Ulusay R., *Uygulamalı Jeoteknik Bilgiler*, TMMOB Jeoloji Mühendisleri Odası Yayınları, 2. Baskı, Ankara, (1994).

Varnes, D. J, “*Landslides: Analysis and Control*”, (eds: R. L. Scuster and R. J. Krizek), Transportation Reseach Board, Highway Research Council, Special Report 176, pp20-47, (1978).

Varnes, D. J, “*Landslides and Engineering Practice*, (eds: E. B. Eckel), Highway Reseach Board, National Research Council, Special Report 29, pp20-47, (1958).

Varnes D. J., “Slope Movement Types and Processes in Landslides Analysis and Control”, (Editors: Shuster R. L., Krizek R. J.), *Transportation and Road Research Board*, 8th ed., National Academy of Sciences, Washington, 11-33, (1978).

Yalçinkaya, E., “Şev Stabilitesi Analizinde Bir Vaka Analizi”, Yüksek Lisans Tezi, *Kocaeli Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı*, Kocaeli, (2019).

Yavuz, V., “Şev Stabilitesi Problemlerinin Sonlu Elemanlar Yöntemiyle İki Ve Üç Boyutlu Analizi”, Yüksek Lisans Tezi, *Dicle Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı*, Diyarbakır, (2012).

Yiğit G., “Karayollarında Şev Stabilitesi: Isparta-Antalya D-685 Karayolu Örneği”, Yüksek Lisans Tezi, *Süleyman Demirel Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü*, Isparta, (2013).

Zheng, Y., Zhao, S., Kong, W. and Deng, C.Ş., “Geotechnical Engineering Limit Analysis Using Finite Element Method”, *Rock and Soil Mechanics*, 26 (1), 163-168, (2005).

EKLER

10. EKLER

EK A: Sondajlardan Alınan Numuneler Ve Laboratuvar Deney Sonuçları



SK 1 (0,00 - 5,50 m)



SK 1 (16,50 - 25,60 m)



SK 1 (25,60 - 31,00 m)



SK 2 (0,00 - 5,65 m)



SK 2 (5,65 – 13,50 m)



SK 2 (13,50 – 21,00 m)



SK 2 (21,00 – 29,00 m)

NUMUNE			W _n (%)	γ _N kN/m'	G,	ATTERBERG LİMİTLERİ			ELEK ANALİZİ (Yüzde Geçen)				USCS	HİDROMETRE	KESME KUTUSU DENEYİ	ÜÇ EKSENLİ BASINÇ DENEYİ						SERBEST BASINÇ DENEYİ		NOKTA YÜKLEME DENEYİ	KONSOLİDASYON DENEYİ					
SONDAJ NO	NUMUNE NO	DERİNLİK (m)				LL	PL	PI	4 (%)	10 (%)	40 (%)	200 (%)				c kg/cm ²	φ Der.	c kg/cm ²	φ Der.	c' kg/cm ²	φ' Der.	T i p i	q _u kg/cm ²		q _r kg/cm ²	I _p kg/cm ²	Şişme Basıncı kg/cm ¹	Şişme Yüzdesi (%)	v	
SK-194+550	SPT-1	1,50-1,80	12						84	70	42	25																		
	SPT-2	2,80-2,90	1						84	72	42	25																		
	TN-1	3,50-3,90	2						75	68	41	16																		
	TN-2	6,20-6,40	6			48	23	25	93	86	60	44	SC																	
	TN-3	8,80-9,20	1						87	85	53	15																		
	SPT-3	13,00-13,06	1						99	98	47	9	SP																	
	SPT-4	14,00-14,05	5						100	100	67	13																		
	TN^	16,70-16,85	11						100	100	93	83																		
	TN-5	24,70-25,00	1		2.64	29	17	13	94			13	SC																	
	SPT-5	25,50-25,60	2						100	99	56	13																		
SPT-6	26,60-26,70	5						93	92	47	11																			
SK-194+900	SPT-1	1,60-1,89	15						100	96	79	63																		
	TN-1	2,83-3,00	8		2.69	52	25	27	100			80	CH	X																
	SPT-2	3,00-3,14	18		2.71	48	23	25	98			78	CL	X																
	SPT-3	6,00-6,28	11		2.73	55	23	33	100			82	CH	X																
	TN-2	7,90-8,10	2						81	80	45	14																		
	TN-3	10,80-11,00	3		2.69	37	20	18	96			75	CL	X																
	CR-1	11,65-11,80		21.16															63.90											

Sondaj No	Numune No	Derinlik (m)	Numune Boyu (mm)	Numune Çapı (mm)	Elastisite Modülü E Gpa	Poisson Oranı ν	Num. Ağırlığı (g)	Birim Hacim Ağırlık (kN/m^3)	Numune Kesit Alanı (cm^2)	Yenilme Yüğü P (kg)	Tek Eksenli Basınç Deneyi q_u (kg/cm^2)	Nokta Yükleme Deneyi I_s (kg/cm^2)
SK(194+550)	CR	14,10-14,28	111	55			547,00	20,35	23,76	380	16,0	
“	CR	23,25-23,40	112	54			588,00	22,49	22,90	390	17,0	
SK(195+400)	CR	25,50-25,70	110	54			574,00	22,35	22,90	420	18,3	
SK(196+160)	CR	21,30-21,50	122	61			787,50	21,67	29,22	735	25,1	
“	CR	27,40-27,58	125	61			743,50	19,97	29,22	510	17,5	
“	CR	29,60-29,80	125	61			735,50	19,75	29,22	602	20,6	

Çukur/ Sondaj No.	Numune No.	Derinlik (m)	Su İçeriği (%)	Özgül Ağırlık Gs	Doğal Birim Hacim Ağırlık (kN/m³)	hidrometre	Elek Analizi		Atterberg Limitleri			Zemin Sınıfı	Nokta Yükleme Deneyi	Üç Eksenli Basınç Deneyi (UU)		Konsolidasyon Deneyi	
							No. 4 Kalan (%)	No. 200 Geçen (%)	LL (%)	PL (%)	PI (%)		Is (kgf/cm²)	c (kgf/cm²)	φ (°)	Şişme Yüzdesi	Şişme Basıncı (kgf/cm²)
194+550	TN	24,70-25,00	1,4	2,64			6,1	13,4	29,4	16,9	12,5	SC					

Çukur/ Sondaj No.	Numune	Derinlik (m)	Su İçeriği (%)	Özgül Ağırlık Gs	Doğal Birim Hacim Ağırlık (kN/m³)	hidrometre	Elek Analizi		Atterberg Limitleri			Zemin Sınıfı	Nokta Yükleme Deneyi	Üç Eksenli Basınç Deneyi (UU)		Konsolidasyon Deneyi	
	No.						No. 4 Kalan (%)	No. 200 Geçen (%)	LL (%)	PL (%)	PI (%)			Is (kgf/cm²)	c (kgf/cm²)	ϕ (°)	Şişme Yüzdesi
194+580	TN	1,30-1,50	6,3	2,72		√	0,0	85,4	59,2	24,4	34,8	CH					
"	SPT-1	1,50-1,95	30,0	2,68		√	1,0	74,0	35,3	20,0	15,3	CL					
"	TN	5,60-5,80	0,9	2,64			7,3	12,2	29,1	16,1	13,0	SC					
"	TN	8,00-8,50	0,3	2,60			18,5	1,9		NP		SW					
"	TN	15,50-16,00	2,3	2,61			11,9	13,8	30,4	15,9	14,5	SC					
"	TN	18,36-18,52	6,7	2,69		√	0,8	78,8	51,1	22,0	29,1	CH					
"	TN	18,72-18,92	6,7	2,67		√	3,7	72,7	56,1	24,2	31,9	CH					
"	TN	21,90-22,40	0,7	2,57			36,4	12,5	24,1	17,5	6,6	SC-SM					
"	TN	23,70-24,00	3,5	2,74		√	0,0	94,0	67,4	27,2	40,2	CH					
"	TN	28,72-28,86	3,1	2,66		√	3,0	57,8	33,3	18,6	14,7	CL					

Sondaj No	Numune No	Derinlik (m)	Numune Boyu (mm)	Numune Çapı (mm)	Elastisite Modülü E Gpa	Poisson Oranı V	Num. Ağırlığı (g)	Doğal Birim Hacim Ağırlık (kN/m ³)	Numune Kesit Alanı (cm ²)	Yenilme Yüğü P (kg)	Tek Eksenli Basınç Deneyi q_u (kg/cm ²)	Nokta Yükleme Deneyi I_s (kg/cm ²)
SK(194+580)	CR	19,97-20,13	104	50			410,86	19,74	19,63	686	34,9	
SK(194+900)	CR	11,65-11,80	102	52			467,15	21,16	21,24	1356	63,9	
"	CR	17,60-17,70	97	52			434,40	20,69	21,24	1216	57,3	

EK B: Analizlerde Kullanılan Parametreler

Material set		
Identification number	1	2
Identification	Killi Kum Özelliği Kazanmış Çok-Tamamen Ayrışmış Kumtaşı	Kumtaşı
Material model	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Drainage type	Drained	Drained
General properties		
γ_{unsat} kN/m ³	18,00	24,00
γ_{sat} kN/m ³	19,00	25,00
Advanced		
Void ratio		
Dilatancy cut-off	No	No
e_{init}	0,5000	0,5000
e_{min}	0,000	0,000
e_{max}	999,0	999,0
Damping		
Rayleigh α	0,000	0,000
Rayleigh β	0,000	0,000
Stiffness		
E kN/m ²	25,00E3	115,0E3
ν (nu)	0,2500	0,1000

Identification	Killi Kum Özelliği Kazanmış Çok-Tamamen Ayrışmış Kumtaşı	Kumtaşı
Alternatives		
G kN/m ²	10,00E3	52,27E3
E_{oed} kN/m ²	30,00E3	117,6E3
Strength		
c_{ref} kN/m ²	5,000	118,0
ϕ (phi) °	26,00	29,00
ψ (psi) °	0,000	0,000
Velocities		
V_s m/s	73,82	146,2
V_p m/s	127,9	219,3

Material set					
Identification number	1	2	1	1	1
Identification	120cm Fore Kazık (s:140cm)	100cm Başlık Kirişi	120cm Fore Kazık (s:180cm)	120cm Fore Kazık (s:240cm)	120cm Fore Kazık (s:150cm)
Material type	Elastic	Elastic	Elastic	Elastic	Elastic
Properties					
Isotropic	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
End bearing	No	No	No	No	No
EA ₁ kN/m	24,24E6	30,00E6	18,85E6	14,14E6	22,62E6
EA ₂ kN/m	24,24E6	30,00E6	18,85E6	14,14E6	22,62E6
EI kN m ² /m	2,181E6	2,500E6	1,696E6	1,272E6	2,036E6
d m	1,039	1,000	1,039	1,039	1,039
w kN/m/m	8,400	7,000	8,400	8,400	8,400
v (nu)	0,1500	0,1500	0,1500	0,1500	0,1500
Rayleigh α	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Rayleigh β	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000